



TITLE:

高層鉄筋コンクリート造骨組の変
形性能に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

角, 彰

CITATION:

角, 彰. 高層鉄筋コンクリート造骨組の変形性能に関する研究. 京都大学
, 1994, 博士(工学)

ISSUE DATE:

1994-03-23

URL:

<https://doi.org/10.11501/3075943>

RIGHT:

高層鉄筋コンクリート造骨組の変形性能に関する研究

平成 5 年 12 月

角 彰

目 次

| | |
|----------------------------|----|
| 第1章 序論 | 頁 |
| 1. 1 研究目的 | 1 |
| 1. 2 研究の概要 | 2 |
| 1. 3 関連発表論文 | 3 |
| 第2章 実構造物設計の現状 | |
| 2. 1 概要 | 5 |
| 2. 2 構造計画の現状 | 6 |
| 2. 2. 1 構造形式 | 6 |
| 2. 2. 2 柱支配面積 | 6 |
| 2. 2. 3 アスペクト比 | 8 |
| 2. 2. 4 1次固有周期 | 8 |
| 2. 2. 5 コンクリート強度 | 9 |
| 2. 3 耐震設計方針の現状 | 10 |
| 2. 4 動的設計の現状 | 12 |
| 2. 4. 1 地震応答解析の方法 | 12 |
| 2. 4. 2 応答結果の現状 | 12 |
| 2. 4. 3 応答結果変動のケース スタディ | 15 |
| 2. 5 部材設計の現状 | 23 |
| 2. 5. 1 はじめに | 23 |
| 2. 5. 2 はりの断面設計 | 23 |
| 2. 5. 3 柱の断面設計 | 27 |
| 2. 6 まとめ | 33 |
| 第3章 梁の変形性能 | |
| 3. 1 概要 | 34 |
| 3. 2 実験シリーズ (1) | 35 |
| 3. 2. 1 目的 | 35 |
| 3. 2. 1 試験体 | 35 |
| 3. 2. 3 使用材料 | 37 |
| 3. 2. 4 実験方法 | 38 |
| 3. 2. 5 実験結果 | 40 |
| 3. 2. 6 実験結果のまとめ | 53 |
| 3. 3 実験シリーズ (2) | 54 |
| 3. 3. 1 目的 | 54 |
| 3. 3. 2 試験体 | 57 |
| 3. 3. 3 使用材料 | 58 |
| 3. 3. 4 実験方法 | 58 |
| 3. 3. 5 実験結果 | 60 |
| 3. 3. 6 実験結果のまとめ | 77 |
| 3. 4 実験シリーズ (3) | 79 |
| 3. 4. 1 目的 | 79 |

| | | |
|---------|------------|-----|
| 3. 4. 2 | 試験体 | 79 |
| 3. 4. 3 | 使用材料 | 82 |
| 3. 4. 4 | 実験方法 | 83 |
| 3. 4. 5 | 実験結果 | 83 |
| 3. 4. 6 | 実験結果のまとめ | 93 |
| 3. 5 | 実験結果の検討 | 94 |
| 3. 5. 1 | 剛性および強度の検討 | 94 |
| 3. 5. 2 | 変形性能の検討 | 99 |
| 3. 6 | まとめ | 100 |

第4章 柱の変形性能

| | | |
|---------|------------|-----|
| 4. 1 | 概要 | 105 |
| 4. 2 | 実験シリーズ (1) | 106 |
| 4. 2. 1 | 目的 | 106 |
| 4. 2. 2 | 試験体 | 106 |
| 4. 2. 3 | 使用材料 | 109 |
| 4. 2. 4 | 実験方法 | 110 |
| 4. 2. 5 | 実験結果 | 112 |
| 4. 2. 6 | 実験結果のまとめ | 120 |
| 4. 3 | 実験シリーズ (2) | 121 |
| 4. 3. 1 | 目的 | 121 |
| 4. 3. 2 | 試験体 | 121 |
| 4. 3. 3 | 使用材料 | 123 |
| 4. 3. 4 | 実験方法 | 124 |
| 4. 3. 5 | 実験結果 | 125 |
| 4. 3. 6 | 実験結果のまとめ | 133 |
| 4. 4 | まとめ | 134 |

第5章 柱梁十字骨組みの変形性能

| | | |
|---------|------------|-----|
| 5. 1 | 概要 | 135 |
| 5. 2 | 実験シリーズ (1) | 136 |
| 5. 2. 1 | 目的 | 136 |
| 5. 2. 2 | 試験体 | 136 |
| 5. 2. 3 | 使用材料 | 138 |
| 5. 2. 4 | 実験方法 | 139 |
| 5. 2. 5 | 実験結果 | 144 |
| 5. 2. 6 | 実験結果のまとめ | 148 |
| 5. 3 | 実験シリーズ (2) | 149 |
| 5. 3. 1 | 目的 | 149 |
| 5. 3. 2 | 試験体 | 149 |
| 5. 3. 3 | 使用材料 | 154 |
| 5. 3. 4 | 実験方法 | 154 |
| 5. 3. 5 | 実験結果 | 156 |
| 5. 3. 6 | 実験結果の検討 | 177 |
| 5. 3. 7 | 実験結果のまとめ | 180 |

| | |
|---|-----|
| 5. 4 柱梁十字骨組の繰返し荷重-変形関係の解析 | 181 |
| 5. 4. 1 はじめに | 181 |
| 5. 4. 2 接合部荷重 τ_p -変形角 γ_p 関係 | 181 |
| 5. 4. 3 柱、梁の荷重 Q -変形角 R 関係 | 189 |
| 5. 4. 4 荷重 Q_b -変形角 R 関係の増分解析法 | 191 |
| 5. 4. 5 解析結果 | 193 |
| 5. 5 まとめ | 199 |

第6章 設計法の提案

| | |
|----------------------|-----|
| 6. 1 はじめに | 201 |
| 6. 2 梁の設計 | 201 |
| 6. 2. 1 曲げ設計 | 201 |
| 6. 2. 2 セン断設計 | 201 |
| 6. 2. 3 付着設計 | 202 |
| 6. 2. 4 配筋規定 | 203 |
| 6. 2. 5 その他 | 203 |
| 6. 3 柱の設計 | 203 |
| 6. 3. 1 曲げ設計 | 203 |
| 6. 3. 2 セン断設計 | 203 |
| 6. 3. 3 付着設計 | 204 |
| 6. 3. 4 軸力比の制限 | 205 |
| 6. 3. 5 配筋規定 | 205 |
| 6. 3. 6 その他 | 205 |
| 6. 4 接合部の設計 | 206 |
| 6. 4. 1 セン断設計 | 206 |
| 6. 4. 2 梁主筋の通し配筋 | 206 |
| 6. 4. 3 変形性能確保のための提案 | 206 |
| 6. 4. 4 配筋規定 | 207 |
| 6. 5 まとめ | 207 |

| | |
|--------|-----|
| 第7章 結論 | 208 |
|--------|-----|

| | |
|------|-----|
| 参考文献 | 213 |
|------|-----|

| | |
|------|-----|
| あとがき | 215 |
|------|-----|

第1章 序論

1. 1 研究目的

鉄筋コンクリート造（以下ではRC造と示す。）構造物は十勝沖地震の震害例等から、その靱性向上が耐震構造としての課題となってきた。一方、我が国の急速な都市化は、建築物の高層化を必要とし、より高層の耐震構造としてのRC造が、その耐久性、高剛性、コストの利点から強く要求されてきた。その結果、高層RC造は1974年に建設された20階建てを最初として、以後集合住宅において着実に建設され続け、いまや都市型集合住宅のランドマークとして定着した感がある。

この高層RC造の耐震建築としての主要なテーマは、構造体を如何に高靱性にするかにあるが、そのために骨組構造の梁材を曲げ降伏させ、全体崩壊形としながら曲げヒンジの塑性回転によりエネルギーの吸収を計っている。

この際、RC各部材に必要な性能は、脆性的な破壊モードを避け、曲げ回転能を増大させることにある。特に梁部材については、塑性ヒンジのエネルギー吸収能を高めること、柱材については骨組の中間階では、大きな曲げ耐力とせん断耐力をもち梁降伏を先行させること、1階柱脚では高軸力を受けながら梁同様、塑性ヒンジのエネルギー吸収能を高めることが重要である。また接合部は骨組がその崩壊メカニズムを形成するまで、せん断力、軸力を伝達できるとともに、顕著な剛性の低下やエネルギー吸収能の小さなスリップ型の変形を防ぐことが必要である。このような性能はもちろん、高層建物に限らず靱性指向型の一般RC造骨組構造において必要な特性であり、より合理的に上記部材特性を賦与する設計法が望まれている。

本研究は、RC部材に上記のような構造特性を与えるため、せん断力を伝達するのみでなくコンクリートを横拘束する効果をもつ、せん断補強筋（帯筋、肋筋）に $8,000\text{ kgf/cm}^2$ 程度の降伏強度を有する高強度鉄筋を用いて、如何に塑性変形能力を与えることができるかを、曲げ降伏先行型のRC造梁、柱、接合部の各部材実験を通じて研究し、配筋方法を含む、部材設計法の提案を目的としたものである。

高強度の鉄筋によりコンクリートを横拘束し、コンクリートの圧縮、曲げ靱性を改善する研究は、早くから六車等により研究されてきた（文献1）。また部材レベルでは、部材のせん断強度を上げるために行われた福原等の研究がある（文献2）。

特に福原等の研究では高強度鉄筋として $13,000\text{ kgf/cm}^2$ クラス材料が使われてきたが、このクラスの強度では実構造物では取り扱い上、スパイラル形式となり、加工組立には多くの制約がでてくる。本研究で対象とした高強度材料はやや降伏強度を落とし、突き合わせ溶接（バット溶接）による閉鎖型を可能とし、加工組立を容易とし、その汎用性を高めることを考えたものである。

1. 2 研究の概要

本研究は筆者が竹中工務店設計部にて、いくつかの高層RC建物を、高強度せん断補強筋を用いて設計するに際して行ってきた、RC部材の変形性能改善に関する基礎的および実用化研究をまとめたものである。以下に、各章の概要を述べる。

第2章は過去、日本建築センターの高層評定を取得してきた物件より、高層RC造建物の設計の現状を整理すると共に、筆者が実施した設計例においてその構造特性を述べ、RC造建物に靱性を付与するにおいて何が重点であるかを整理した。

第3章は梁に高強度のせん断補強筋を用いてその強度、変形能力に与える効果を検討したものである。ここで材端部に高強度せん断補強筋を使用し、補強筋量 P_w と補強筋降伏強度 σ_{wy} の積 $P_w \sigma_{wy}$ を高めることで、曲げ降伏先行型の梁の限界変形を増大できることを確かめている。また、補強筋の末端部加工形状によってはスベリが生じその効果が低減することから、溶接閉鎖型の優位を確認している。さらに、トラス・アーチ機構によるせん断耐力評価式をもとに、有効補強筋量を定義し、これから限界変形角評価式を提案している。また、せん断スパン比と補強筋量から等価粘性減衰定数を評価する回帰式を提示している。

第4章は柱に同補強筋を用いて、1階・中間階を想定したせん断スパン比の違い、および1階の柱では軸力比による変形能の違いを検討した。また1階隅柱で圧縮高軸力と引張の変動軸力を受ける柱の変形および耐力を実験により定性的に検討したものである。

第5章は梁曲げ降伏を先行させた十字型骨組の実験により、同補強筋を使った接合部の変形および耐力を検討したものである。ここでは接合部せん断補強筋の相違、接合部せん断力レベル、接合部内梁通し筋付着力レベル、接合部を拘束するために導入した梁軸力レベルの影響を実験的に検討した。そしてせん断力レベル、付着力レベルを変数とした限界変形角、等価粘性減衰定数を評価する回帰式を得た。また、接合部のせん断力-せん断変形角関係を繰返しによる剛性低下を考慮したモデルに評価し、骨組全体の荷重-変形角関係を算定し、実験結果と比較検討した。

第6章は以上の実験結果を取り入れ、高層RC造の梁、柱、接合部の部材設計、配筋法について変形能力を高める観点からまとめたものである。

第7章は本研究から得られた成果をまとめて結論としたものである。

1. 3 関連発表論文および関連口答発表

第2章

(2-1) 藤本康和、高畑顕信、角 彰、坂田雄二、瀬川輝夫、久徳敏治「高強度コンクリートを用いた高層鉄筋コンクリート造建物の設計と施工(その1) 建物概要と耐震設計」日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和62年10月、PP 731~732

(2-2) 高畑顕信、角 彰、小島政章、浅野満男、両角昌公、光枝 良「高強度コンクリートを用いた高層鉄筋コンクリート造建物の設計と施工(その2) 構造体コンクリートの品質に関する実験」日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和62年10月 PP 733~734

第3章

(3-1) 角 彰、瀬川輝夫、加藤裕造、久徳敏治「高強度せん断補強筋を用いた梁の曲げ変形能力に関する実験的研究」日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和59年6月、PP 41~44

(3-2) 角 彰、瀬川輝夫、加藤裕造、久徳敏治「高強度せん断補強筋を用いた梁の曲げ変形能力に関する実験的研究」日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和59年10月、PP 1681~1682

(3-3) 久徳敏治、加藤裕造、瀬川輝夫、角 彰「高強度せん断補強筋を用いた梁の曲げ変形能力に関する実験的研究」竹中技術研究報告第32号、1984年11月 PP 119~132

(3-4) 久徳敏治、加藤裕造、瀬川輝夫、角 彰「高強度せん断補強筋を使用した梁の曲げ実験と15階建RC造集合住宅の構造設計」GBRC第37号、1985年1月 PP 41~53

(3-5) 六車 熙、角 彰、瀬川輝夫、久徳敏治「高強度せん断補強筋により横拘束された鉄筋コンクリートばりに関する実験的研究」日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和63年、PP 49~52

(3-6) 六車 熙、角 彰、瀬川輝夫、久徳敏治「高強度せん断補強筋により横拘束された鉄筋コンクリートばりに関する実験的研究」日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和63年10月、PP 229~230

(3-7) Akira SUMI, Teruo SEGAWA, Toshiharu HISATOKU and Hiroshi MUGURUMA「EXPERIMENTAL STUDY OF REINFORCED CONCRETE BEAMS AND COLUMNS LATERALLY CONFINED BY HIGH TENSILE STRENGTH SHEAR REINFORCEMENTS」Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering (Vol. 3) August 2-9, 1988 PP 629~634

(3-8) 角 彰、益尾 潔、山本憲一郎、三宅守雄、松本英夫、村井和雄、久徳敏治「高強度せん断補強筋を用いたRC短スパンばりの曲げ変形性能に関する実験的研究」日本建築学会近畿支部研究報告集、平成4年、PP 73~76

(3-9) 角 彰、益尾 潔、瀬川輝夫、久徳敏治、六車 熙「高強度せん断補強筋を用いた曲げ降伏先行型はりの変形性能の定量的評価」日本建築学会大会学術講演梗概集、1992年8月、PP 725~726

第4章

- (4-1) 六車 熙、角 彰、俣野善治、瀬川輝夫、日下部一一、久徳敏治
「高強度せん断補強筋により横拘束されたRC柱に関する実験的研究」日本建築学会近畿支部研究報告集、昭和61年、PP 89~92
- (4-2) 六車 熙、俣野善治、日下部一一、角 彰、瀬川輝夫、加藤裕造
久徳敏治「高強度せん断補強筋により横拘束されたRC柱に関する実験的研究」
日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和61年8月、PP 383~384
- (4-3) 久徳敏治、加藤裕造、瀬川輝夫、井手晃二、角 彰、臼井進、山田真人
「高強度せん断補強筋により横拘束されたRC柱の実験と高層RC造集合住宅の設計例」GBRC第44号、1986年10月、PP 6~18

第5章

- (5-1) 角 彰、益尾 潔、瀬川輝夫、久徳敏治「SRC造およびRC造柱・梁接合部に関する実験的研究」コンクリート工学年次論文報告集第13巻第2号
1991年6月、PP 531~536
- (5-2) 吉屋英行、角 彰、益尾 潔、瀬川輝夫、久徳敏治「RC造柱・梁接合部の変形性状に関する実験的研究」日本建築学会大会学術講演梗概集 1991年9月、
PP 627~628
- (5-3) 角 彰、益尾 潔、久徳敏治、六車 熙「RC造内部柱-梁接合部の変形特性に関する実験的研究」コンクリート工学年次論文報告集第15巻第2号
1993年6月、PP 559~564
- (5-4) 角 彰、益尾 潔、瀬川輝夫、久徳敏治、六車 熙「RC造内部柱-梁接合部の変形特性に関する実験的研究」日本建築学会大会学術講演梗概集
1993年9月、PP 857~858

第2章 実構造物設計の現状

2.1 概要

軒高さが60mを超えるRC造は日本建築センターの評定を取得することになっているが、ここでは同評定を取得した高層RC造建物 61 棟のデータ(表-2.2.1 参考文献3))を分析し設計の現状を示すとともに、筆者が関わってきた高層RC造建物のモデル建物により地震応答解析や部材設計の現状の問題点を分析する。

RC造骨組構造の耐震性を向上させるためには、梁端に曲げ降伏ヒンジを生じさせ全体崩壊形のメカニズムを構成し、そのヒンジの塑性変形によりエネルギー吸収能を高める設計が必要である。

このとき梁には曲げ降伏型で耐力低下が小さくエネルギー吸収の大きな荷重変形関係をもつことが期待される。このような特性を与えるために曲げ圧縮コンクリートおよびせん断力を伝達する斜圧縮束コンクリートの劣化を防ぐための横拘束力を増大する必要がある。その結果、梁断面はこの設計法によって決定されることとなる。従来は参考文献26)に示す様にせん断強度 Q_{su} と曲げ降伏時のせん断力 Q_{mu} の比率と靱性率 μ の関係の実験式により、せん断強度を増大することで拘束筋量を増し、変形能力を与えようとしてきた。しかしこの実験式は変動幅が大きく、また対象としたコンクリート強度、せん断応力レベルも限られており梁断面を決定するには十分な設計法とは言えない。

また柱においては中間階で梁曲げ降伏を保証する十分な強度を与える必要があるが、1階柱脚においては曲げ降伏ヒンジを生じる。特に隅柱では高圧縮軸力および引張軸力を受ける状態において降伏ヒンジに変形能力を与える設計が必要であるが、梁と同様に十分な設計法が得られていない。

接合部は柱、梁間の応力を伝達する重要な要素であるが、従来は柱断面設計に余裕があればその断面と同じ断面となるため接合部の耐力は必然的に保証されると考えてきた。しかし高強度のコンクリート、太径高強度の鉄筋が使用される様になり、近年では柱断面が縮小されてきた。その結果接合部のせん断力、梁通し鉄筋の付着応力が厳しくなり、接合部の設計法が柱断面を決定する傾向となっている。しかし、接合部の設計法は日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」では触れられておらず、また米国のACIコードとニュージーランドのNZコードの考え方は基本的に異なる等、問題点を多く含んでおり、変形能力を与える設計法としては未だ十分とは言えない。

一方、RC造では配筋の施工性およびコンクリートの充填性が断面を決定する場合が非常に多い。特に梁のせん断補強筋および接合部のせん断補強筋の鉄筋量が施工性に大きく影響する。従って高層RC造では高強度のせん断補強筋を有効に用いて鉄筋量を削減することが実現のための重要な手法と考えられる。

以上から高強度のせん断補強筋を用いて梁、柱および接合部の変形能力を高めるための設計および配筋法の研究が必要であると言える。

2. 2 構造計画の現状

2. 2. 1 構造形式

表-2.2.1に示す日本建築センターの評定を受けた61件の実施例では、構造形式は図-2.2.1に示す様な純ラーメン架構が圧倒的であり、耐震壁を採用している例は2件のみである。純ラーメン架構でも、ほとんどが均等ラーメン架構で、10%程度が内部ボイド側と外部側に柱列を設けたチューブ架構、およびそれに類似して室内の柱を除いた架構形式である。このように柱が多いため、建物用途は集合住宅およびホテルに限られている。

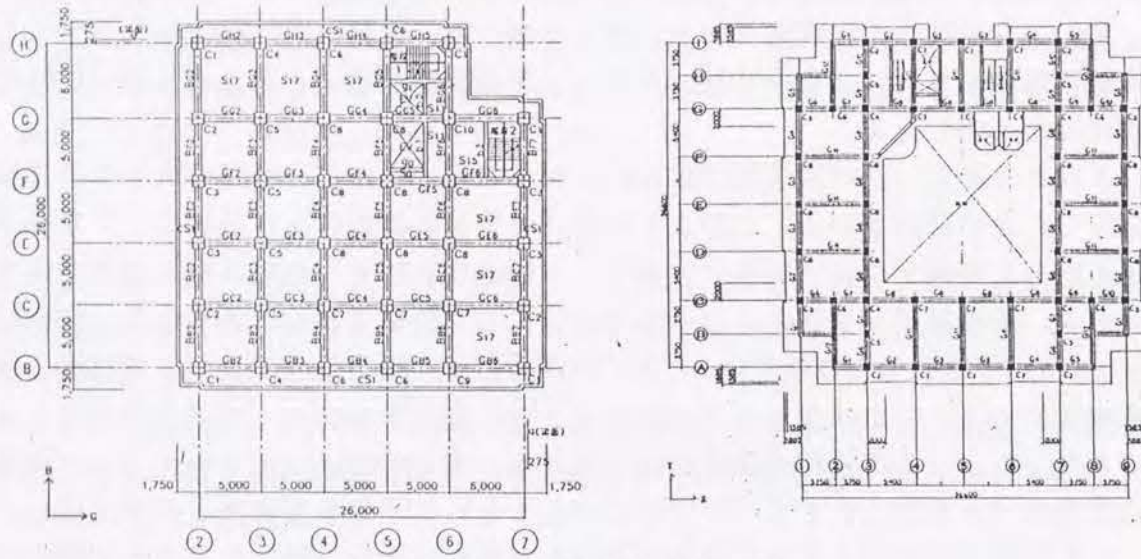
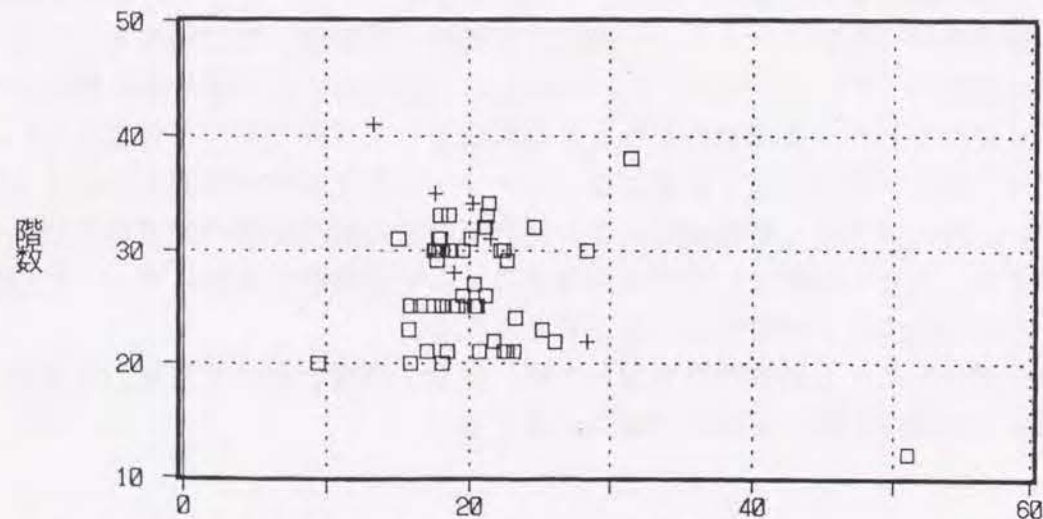


図-2. 2. 1 構造形式の代表例

2. 2. 2 柱支配面積

表-2.2.1に示す実施例では柱スパンは6.0mまでがほとんどで、5.0m内外が圧倒的に多く、チューブ架構では3.0m程度のスパンが採用される例もある。図-2.2.2には基準階法定床面積を総柱本数で割った柱支配面積と階数の関係を示す。柱支配面積は20m²を中心に15~25m²にほとんどの建物が集まっている。30m²を超えて40階近い建物は600 kg/cm²のコンクリートを使った建物である。



図中記号の説明は表-2.2.1に示す

柱支配面積(m²)

□ RC1 + RC2,3

図-2. 2. 2 柱支配面積と階数の関係

表-2. 2. 1 高層RC造建物リスト

(日本建築センタービルディングレター構造性能シート)

| 番号 | 審査番号 | 名称 | 階数 | 区分 | 軒高(m) |
|----|--------------|-------------------------|----|----|--------|
| 1 | BCJ-H157 | 鹿島建設椎名町アパート(仮称)新築工事 | 20 | 1 | 54.10 |
| 2 | BCJ-H309 | サンシティG棟 | 25 | 1 | 71.37 |
| 3 | BCJ-57-H399 | (仮称)相模原ハイツ計画 | 25 | 1 | 70.45 |
| 4 | BCJ-59-H425 | パークシティ新川崎第3街区高層住棟 | 30 | 1 | 87.95 |
| 5 | BCJ-59-H431 | G. H光が丘Aブロック第3期第9住宅 | 25 | 1 | 72.85 |
| 6 | BCJ-60-H444 | 鴻巣ハウス新築工事(仮称) | 30 | 1 | 87.60 |
| 7 | BCJ-60-H456 | パークシティ新川崎第5街区高層住棟 | 30 | 1 | 87.30 |
| 8 | BCJ-61-H463 | (仮)芝浦四丁目市街地住宅建設工事 | 24 | 1 | 72.55 |
| 9 | BCJ-61-H466 | グランドハイツ光が丘Dブロック5号棟 | 30 | 1 | 88.35 |
| 10 | BCJ-62-H495 | 東戸塚開発事業中央街区新築工事 | 29 | 1 | 89.78 |
| 11 | BCJ-62-H498 | (仮称)ユーカリが丘駅前センター高層住棟 | 31 | 1 | 92.28 |
| 12 | BCJ-62-H504 | グラント・ハイツ光が丘Bブロック | 25 | 1 | 74.80 |
| 13 | BCJ-62-H505 | 吾妻端一丁目団地住宅棟(民間)建設工事 | 30 | 1 | 92.85 |
| 14 | BCJ-62-H510 | 高見フローラルタウン七番街C地区 | 31 | 1 | 92.50 |
| 15 | BCJ-62-H514 | (仮称)リバーウエスト・25 新築工事 | 25 | 1 | 73.20 |
| 16 | BCJ-63-H553 | 小松川グリーンタウンA棟(民間) | 33 | 1 | 97.20 |
| 17 | BCJ-63-H572 | (仮称)グランドメゾン徳川園新築工事 | 30 | 1 | 88.90 |
| 18 | BCJ-63-H584 | (仮称)MK Oマンション新築工事 | 41 | 2 | 129.83 |
| 19 | BCJ-63-H587 | (仮)新川リバーサイドタワー新築工事 | 22 | 1 | 71.85 |
| 20 | BCJ-63-H595 | ファミリーヴィラ苗場新築工事 | 31 | 1 | 94.83 |
| 21 | BCJ-63-H598 | (仮)三郷ニュータウン13号棟新築工事 | 21 | 1 | 61.85 |
| 22 | BCJ-63-H614 | 川口駅西口第一種市街地再開発事業A棟 | 25 | 1 | 75.95 |
| 23 | BCJ-63-H615 | 川口駅西口第一種市街地再開発事業D棟 | 20 | 1 | 60.05 |
| 24 | BCJ-H618 | (仮称)桜宮リバーシティB1地区建設工事 | 23 | 1 | 67.70 |
| 25 | BCJ-H628 | 桃花台超高層住宅新築工事 | 33 | 1 | 98.30 |
| 26 | BCJ-H632 | G. H. 光が丘B第14住宅(民間)建設工事 | 30 | 1 | 90.03 |
| 27 | BCJ-H646 | 横浜ポートサイドD2ブロック住宅その他 | 27 | 1 | 90.00 |
| 28 | BCJ-H653 | 信開アーバンシティ新築工事(高層棟) | 26 | 1 | 80.40 |
| 29 | BCJ-H654 | (仮称)東札幌高層住宅 | 21 | 1 | 66.60 |
| 30 | BCJ-H693 | 高見フローラル七番街D地区 | 31 | 2 | 91.30 |
| 31 | BCJ-H982 | (仮称)西神南ガーデンタウン(III期) | 22 | 3 | 66.96 |
| 32 | BCJ-H789 | サッポロビル恵比寿工場跡地再開発1街区住宅棟 | 32 | 1 | 101.25 |
| 33 | BCJ-H801 | (仮称)アクトピア志賀本通り新築工事 | 25 | 1 | 76.90 |
| 34 | BCJ-H803 | (仮称)グレイブス・7F・ロイヤル高砂21A棟 | 21 | 1 | 62.10 |
| 35 | BCJ-H816 | (仮称)仙台・台厚パークタワー新築工事 | 31 | 1 | 100.07 |
| 36 | BCJ-H822 | (仮称)千葉ニュータウン中央地区707T7-棟 | 21 | 1 | 63.85 |
| 37 | BCJ-H836 | 恵比寿市街地住宅(民間)建設工事 | 32 | 1 | 95.90 |
| 38 | BCJ-H839 | 西新宿六丁目西第3地区第1種市・再・住宅棟 | 22 | 1 | 69.55 |
| 39 | BCJ-H841 | (仮称)山鼻ガーデンタワー新築工事 | 20 | 1 | 62.40 |
| 40 | BCJ-H847 | (仮称)ツインタワーズ瀬戸大橋(31階棟) | 31 | 1 | 95.30 |
| 41 | BCJ-H848 | (仮称)中銀ヴェルデシティあいの里(A棟) | 21 | 1 | 62.95 |
| 42 | BCJ-H853 | (仮称)勝浦TSIリット新築工事高層東・西棟 | 34 | 1 | 101.95 |
| 43 | BCJ-H854 | ニューイングスタリアルパーク川口新築工事 | 29 | 1 | 88.70 |
| 44 | BCJ-H865 | (仮称)心斎橋東洋ビル新築工事 | 12 | 1 | 57.55 |
| 45 | BCJ-H872 | (仮称)四日市地産団地新築工事・A棟 | 32 | 1 | 97.50 |
| 46 | BCJ-H877 | 東戸塚開発事業中央街区新築工事(C棟) | 30 | 1 | 96.58 |
| 47 | BCJ-H882 | ライオンズプラザ川口計画C棟 | 35 | 2 | 119.80 |
| 48 | BCJ-H885 | (仮称)藤原台ガーデンビルA棟新築工事 | 20 | 3 | 60.31 |
| 49 | BCJ-H891 | 住吉・毛利地区市街地再開発第1街区住宅棟 | 21 | 1 | 66.40 |
| 50 | BCJ-H892 | 住吉・毛利地区市街地再開発第2街区住宅棟 | 21 | 1 | 66.40 |
| 51 | BCJ-H900 | 西神IV-(52)団地建設工事B棟 | 34 | 2 | 99.20 |
| 52 | BCJ-H902 | (仮称)東急東横線川口飯塚町新築工事 | 23 | 1 | 72.35 |
| 53 | BCJ-H912 | (仮称)ヴィラトン志摩ホテル棟新築工事 | 38 | 1 | 133.25 |
| 54 | BCJ-H923 | (仮称)東品川二丁目市街地住宅棟 | 33 | 1 | 100.00 |
| 55 | BCJ-H942 | 浦安明海第4BL1号棟建設工事 | 25 | 1 | 72.85 |
| 56 | BCJ-H947 | 苗穂中央第3東地区第一種市街地再開発事業 | 28 | 2 | 86.75 |
| 57 | BCJ-H948 | 桶川駅前(仮称)住宅建設工事 | 25 | 1 | 74.90 |
| 58 | BCJ-H949 | 浦安明海第27BL1号棟(民間)建設工事 | 26 | 1 | 77.30 |
| 59 | BCJ-H951 | (仮称)大島一丁目計画 | 39 | 1 | 124.70 |
| 60 | BCJ-H974 | 寿町第一地区共同ビル新築工事 | 25 | 1 | 76.90 |
| 61 | BCJ-H1000-19 | キャナルタウン兵庫東地区住宅 | 30 | 1 | 94.6 |

区分 1 RCラーメン(均等ラーメン) 3 RCラーメン+壁
2 RCラーメン(チューブ) 4 RCラーメン+壁(板状)

2. 2. 3 アスペクト比

表-2.2.1に示す実施例より、図-2.2.3にアスペクト比（軒高/短辺長さ）と階数の関係を示す。ほぼ3.0を中心に広く分布し、最大は4.0程度である。3.0程度までは階数とともに大きくなる傾向にあるが、それ以上では階数との相関は見られない。

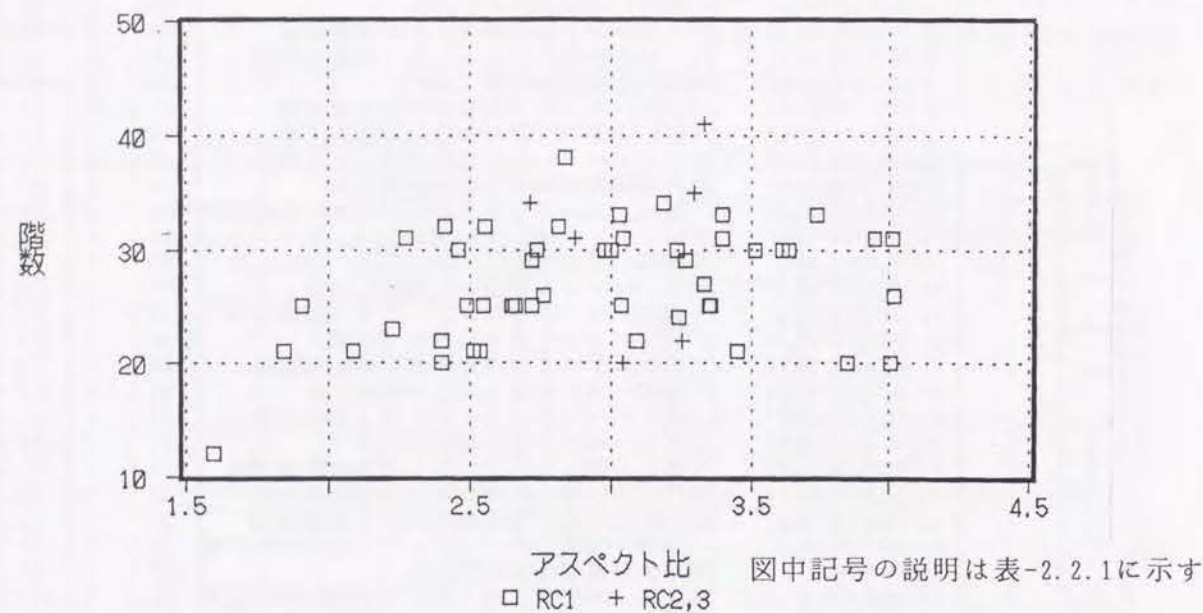


図-2. 2. 3 アスペクト比と階数の関係

2. 2. 4 1次固有周期

表-2.2.1に示す実施例より、図-2.2.4に軒高さと1次固有周期の関係を示す。軒高さは、60~80mのブロック、90~100mおよび120m以上のブロックに大きくわかれる。1次固有周期 T_1 (秒) と軒高さ H (m) の関係の1次回帰式は $T_1=0.0187H$ となっており、一般のRC造 ($T_1=0.02H$) にくらべて若干低めの値となっているが、とくに90~100mの範囲では大きな幅に分布しており柱スパンやアスペクト比が関連していると考えられる。

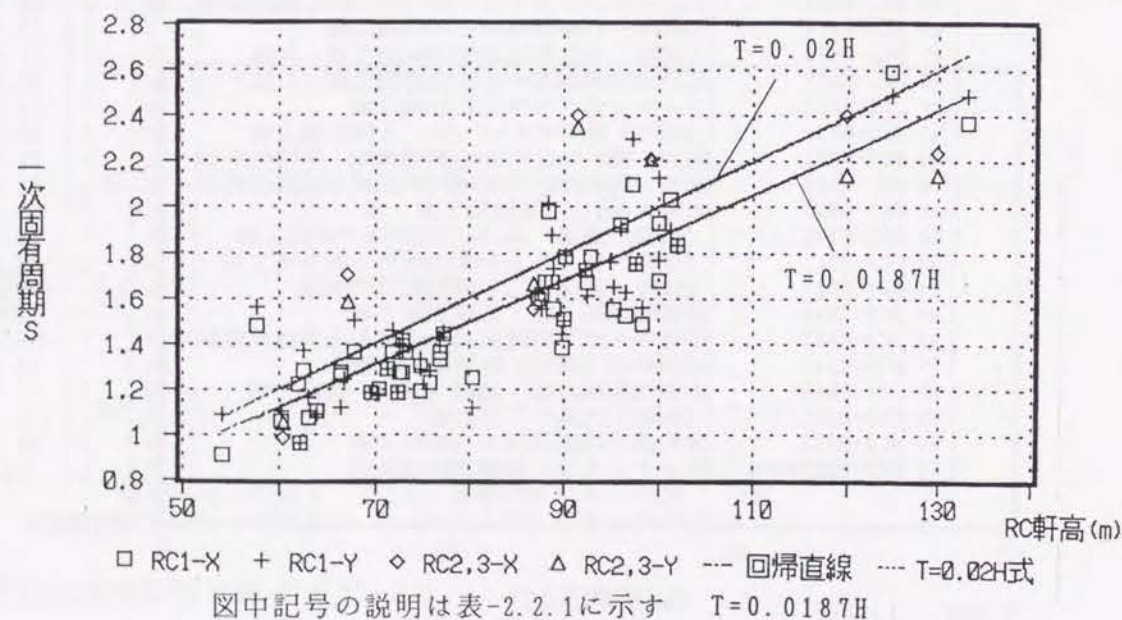


図-2. 2. 4 軒高さと1次固有周期の関係

2. 2. 5 コンクリート強度

表-2.2.1に示す実施例より、図-2.2.5に使用したコンクリート強度の最大値と階数の関係を示す。最初の高層RC造は300kgf/cm² からスタートし軽量コンクリートも上層部で使用されていたが、以後徐々に強度が増加し、400kgf/cm² 台のコンクリートが使われだして後、急速に高層RC造が普及した。高強度になって後はコストの要因も含めて普通コンクリートがほとんどである。階数の増加とともに強度も増大する傾向を示すが、420kgf/cm² が最も多く、徐々に強度を増加させ、500kgf/cm² 台を飛び越えて現在では最高 600kgf/cm² のコンクリートが使われだしている。

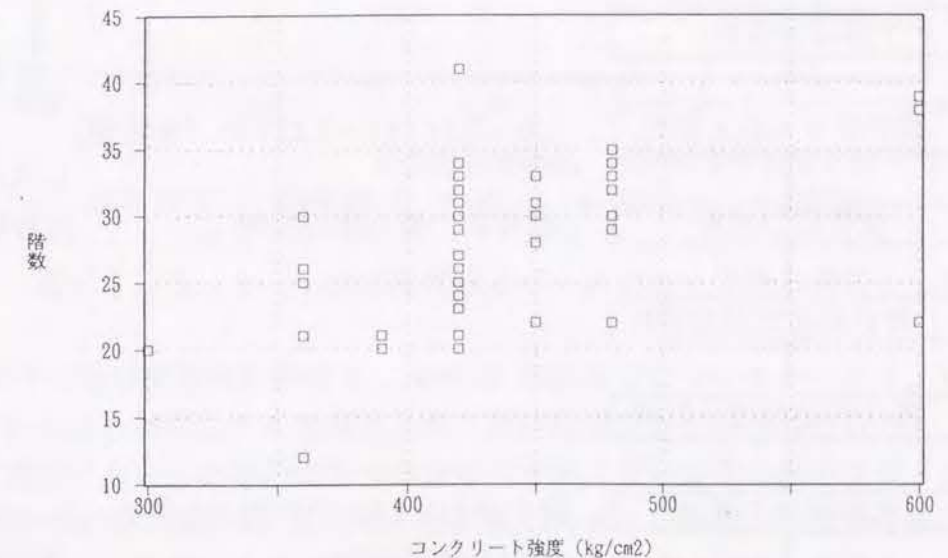
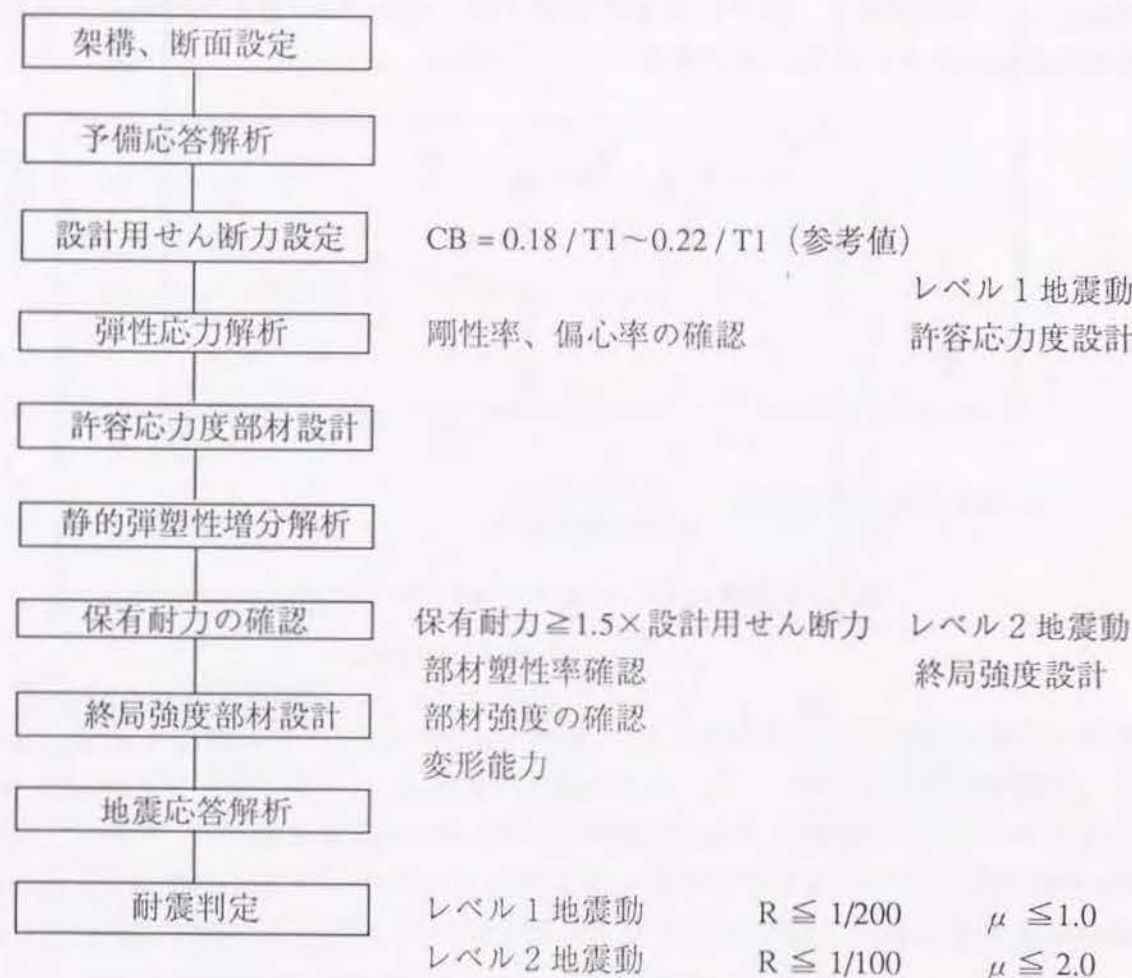


図-2. 2. 5 最高コンクリート強度と階数の関係

2.3 耐震設計方針の現状

高層RC造は一般の高層建物とは別に、プロットタイプについて設計施工を含んで日本建築センターの技術安全審査会の審査を受け、その後、個々の建物について高層評定を受けるシステムになっているため、その設計方針の基本は比較的似通った手法となっている。またこれが似通った構造形式となっている一因とも言える。設計フローを示すと以下となる。



設計用せん断力は地震応答解析の結果から設定するとなっているが、同時に日本建築学会「高層建築技術指針」(文献18)に示す値や建築基準法施行令を参考にする事となっている。文献18)ではベースシャー係数CBは $CB = 0.18 / T_1 \sim 0.22 / T_1$ 、 T_1 : 一次固有周期 となっている。表-2.2.1に示す実施例より、図-2.3.6に一次固有周期 T_1 とベースシャー係数CBの関係を示す。 $T_1 = 1.6$ 秒以下ではCBは $0.18 / T_1$ を下回っているが、それ以上ではほとんどが技術指針の範囲内 $0.18 / T_1 \leq CB \leq 0.22 / T_1$ に入っている。本来、鉄骨造を対象として弾性剛性に基づく応答値をもとに設定された「高層建築技術指針」のCB値が早期にひびわれが入り剛性が低下するRC造においても採用されていることは合理的とは言えない。

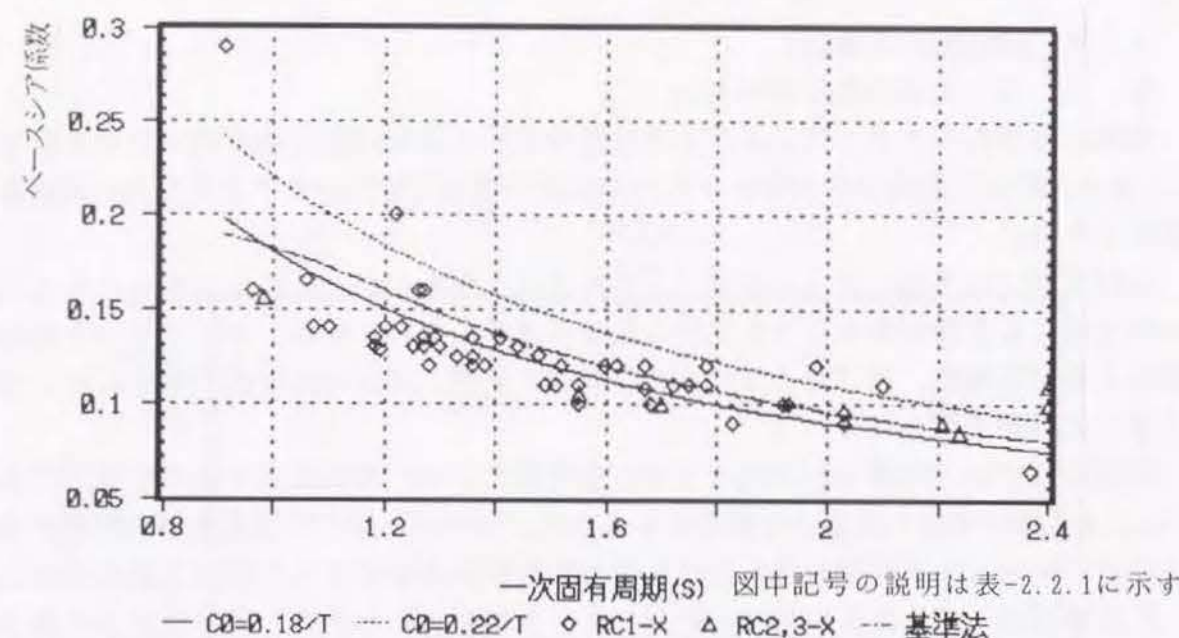


図-2.3.1 1次固有周期とベースシャー係数の関係

動的設計では層間変形角応答値 R 、塑性率 応答値 μ についてレベル1、レベル2地震動それぞれに対し鉄骨造その他構造と同じ設計制限値が採用されている。

終局強度設計においては静的弾塑性増分解析をおこない架構の最終崩壊メカニズム、メカニズム時の部材の塑性率、終局時の層間変形角および保有水平耐力を確認する。また終局時の応力により部材の終局強度設計および変形性能の確認をおこなう。

この際、崩壊メカニズムを確実にするためにヒンジを想定しない部材には十分な強度を、想定する部材には十分な変形能力を与える必要がある。

また保有水平耐力は設計せん断力の1.5倍を確認することとなっている。高層RC造の特徴は、動的設計においてレベル2地震動に対し設計制限値を設定しているにも拘わらず、さらに保有水平耐力を確認することにある。

後述するように、動的設計ではほとんどの建物において設計制限値に余裕をもっており、鉄骨造高層建物のように動的設計によって建物の設計が決定するのではなく、安全側に設定された設計用せん断力 ($CB = 0.18 / T_1 \sim 0.22 / T_1$) とその1.5倍の保有耐力の確保によって設計が決定されている。

2. 4 動的設計の現状

2. 4. 1 地震応答解析の方法

地震応答解析のモデル化および手法は鉄骨造等の高層建物と基本的には変わりはない。RC造の特徴は、部材のひび割れを含む非線型の復元力特性のモデル化とその履歴特性の設定にある。

部材実験には当然、多くの要因によるバラツキがあるが、これに基づいた復元力特性の設定値にも変動があることを覚悟しなければならない。特に、コンクリート強度の変動による初期剛性、曲げおよびせん断ひび割れ強度、降伏時剛性低下率等には、比較的大きな変動が予想される。

履歴特性では、所謂 degrading モデル（劣化型モデル）や武田モデルが一般的である。但し、RC 部材では本論文でも後述するように、短スパン梁や柱梁接合部の変形が卓越する場合にはスリップ変形を含んだ逆 S 型の履歴特性を示すことに注意が必要である。

応答解析のモデルは質点形せん断バネモデルがもっとも多く、次いで質点系曲げせん断バネモデルが一般的である。近年は各部材の復元力、履歴特性をモデル化した骨組モデルも採用されている。これは部材の塑性率応答が直接得られるため耐震性判定が明確な方法である。

2. 4. 2 応答結果の現状

表-2.2.1に示す建物での地震応答解析結果を以下に示す。図-2.4.1、2.4.2にレベル1地震動での層間変形角応答および塑性率応答結果を示す。同じく図-2.4.3、2.4.4では、レベル2地震動に対する各結果を示す。地震動の強さは地域特性により違いがあるが同時に示した。

レベル1に対する塑性率は文献中に記入されていないものが多いが、ほとんどが0.5以下である。レベル2では $T_1=1.8$ 秒以上では塑性率は0.9以下で降伏域に入っていないが、 $T_1=1.8$ 秒以下では0.6~1.4で広い範囲に分布している。層間変形角はレベル1では1/300程度に分布している。レベル2では $T_1=2.0$ 秒以上では1/170~1/200である。これに対して $T_1=2.0$ 秒以下では広い範囲に分布し、平均値は1/133程度となっている。いずれも設計制限値に対して十分な余裕がある。特に塑性率応答ではその余裕が大きい。これは塑性率基準点が鉄骨造等のように、その層に最初の降伏が生じた点とするのではなく、層の復元力特性からエネルギーを等価とする仮定の点を設定するケースが多いことも影響している。いずれにしても大部分の建物において設計制限値に対して乖離が大きく、1次固有周期が大きくなるにつれてその傾向が顕著となる。

この結果から設計は地震応答結果よりも大きめに設定された設計用せん断力による許容応力度設計と、その1.5倍を保証する保有耐力設計により決定していることがわかる。

これは地震応答解析を信頼していない結果である。地震応答解析手法そのものの未熟さは鉄骨造等でも同じ問題であり、RC造のこのような特徴の原因を考えると、

RC造の動特性にバラツキが大きく一義的に設定できない。

解析と実挙動に差があっても、それを吸収する耐震余力（変形能力）が少ない。の2点が考えられる。

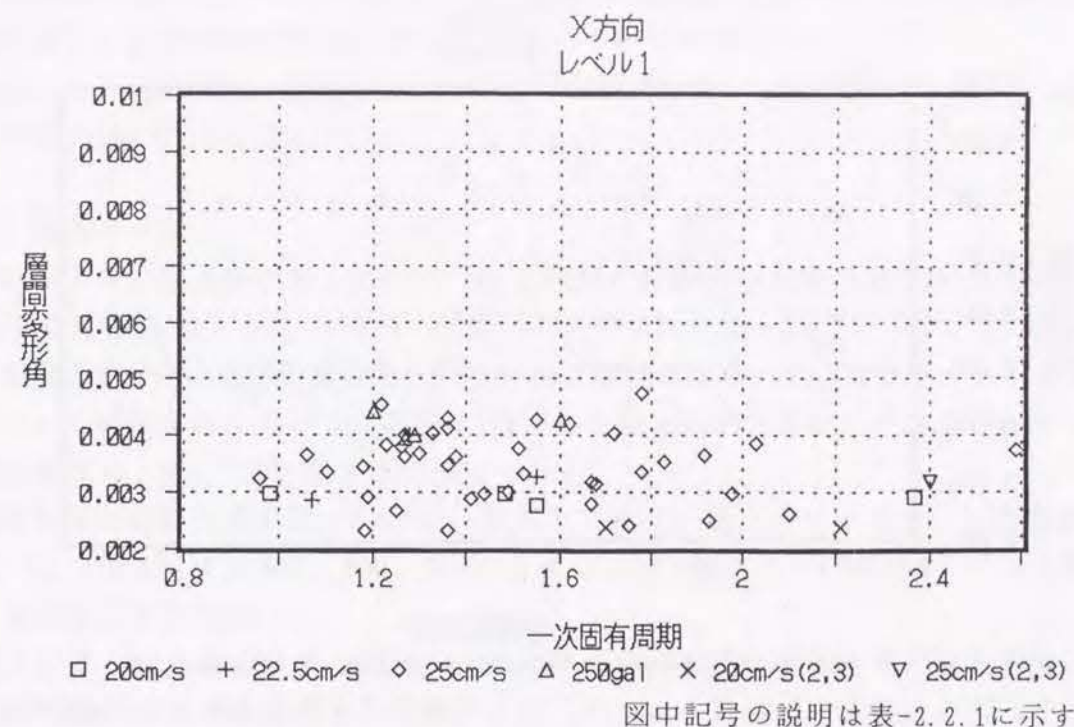


図-2. 4. 1 レベル1地震動 最大層間変形角応答

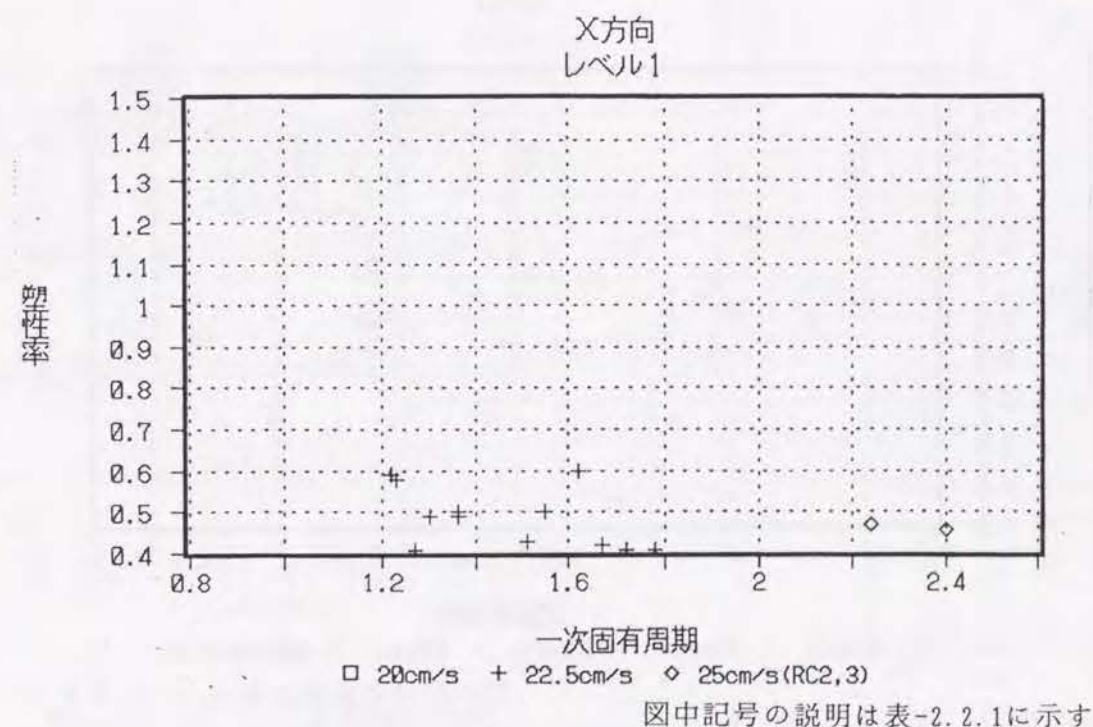


図-2. 4. 2 レベル1地震動 最大塑性率応答値

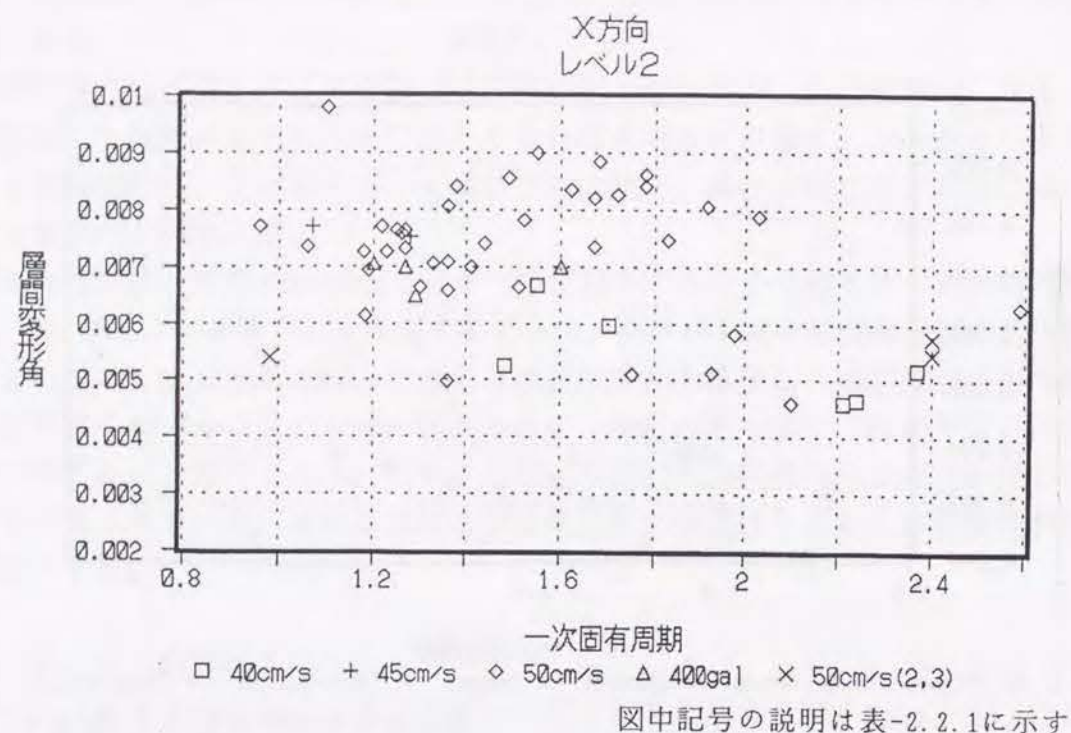


図-2.4.3 レベル2地震動 最大層間変形角応答値

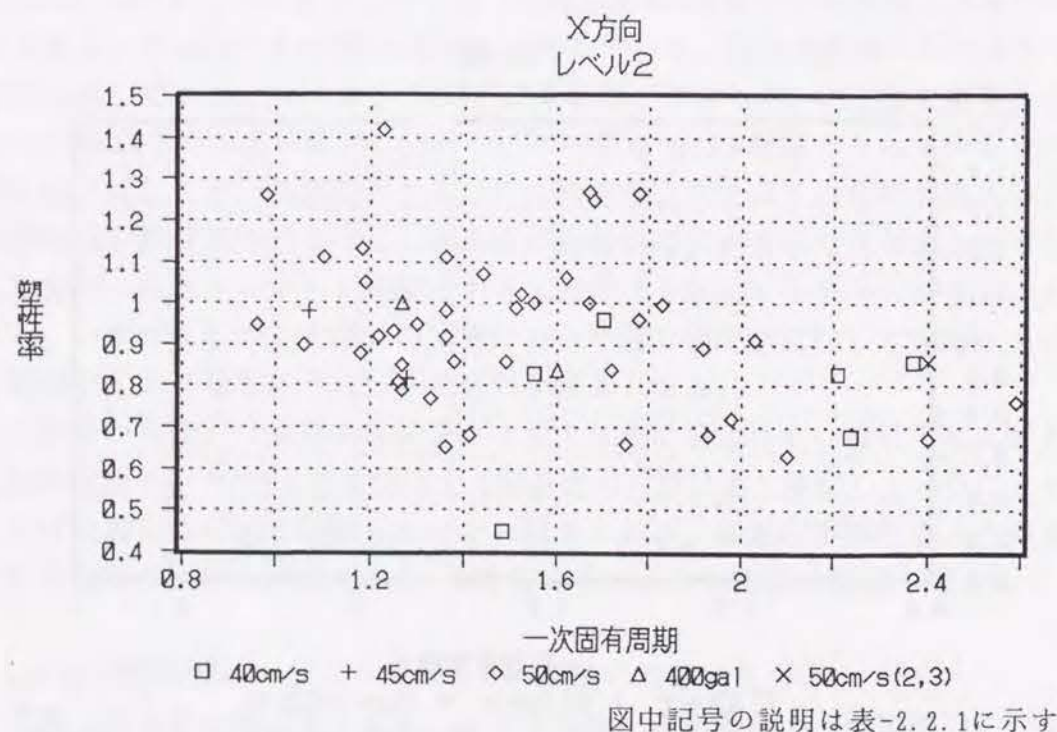


図-2.4.4 レベル2地震動 最大塑性率応答値

2.4.3 応答結果変動のケーススタディー

1) はじめに

地震応答解析結果は解析モデル、減衰の設定法等、種々の要因で変化するが、ここでは、RC部材に限定して最も可能性の高い動特性の変動に起因する地震応答解析結果の変動を試算し、応答解析結果の設計への反映について考察する。

変化させた要因は(1)復元力特性の剛性、強度の変動 (2)履歴法則の変化(劣化型と逆S字型の違い)とした。

2) 検討モデル

検討モデルは筆者が担当した中で、地上22階の比較的小規模の高層RC造である。基準階の床伏図を図-2.4.1に、X方向の代表架構の軸組図を図-2.4.2に示す。X方向は純ラーメン架構、Y方向は連層耐震壁を含むラーメン架構である。ここではラーメン架構のX方向について検討する。スパンは高層RC造としては比較的大きなスパンで7.0mと7.5mであり基準階高は2.9m、建物高さは66.96mである。

使用材料と部材断面を図-2.4.3に一覧にして示す。最大のコンクリート強度は600kgf/cm²、柱、梁主筋はSD345、390、490で、せん断補強筋は $f_y = 8,000\text{kgf/cm}^2$ の丸鋼で溶接による閉鎖型形状である。

設計用せん断力はベ-スィヤ-係数 $C_B = 0.18 / T_1 = 0.10$ と設定する。せん断力の分布形は建築基準法施行令による A_i 分布とする。この外力により許容応力度設計を行った後、静的弾塑性増分解析により崩壊メカニズムの確認、終局時応力および終局時の層の強度(保有水平耐力)を把握する。保有水平耐力は設計用せん断力の1.5倍を確保する。崩壊メカニズムは梁曲げヒンジ先行型の全体崩壊形となるよう断面を設定する。

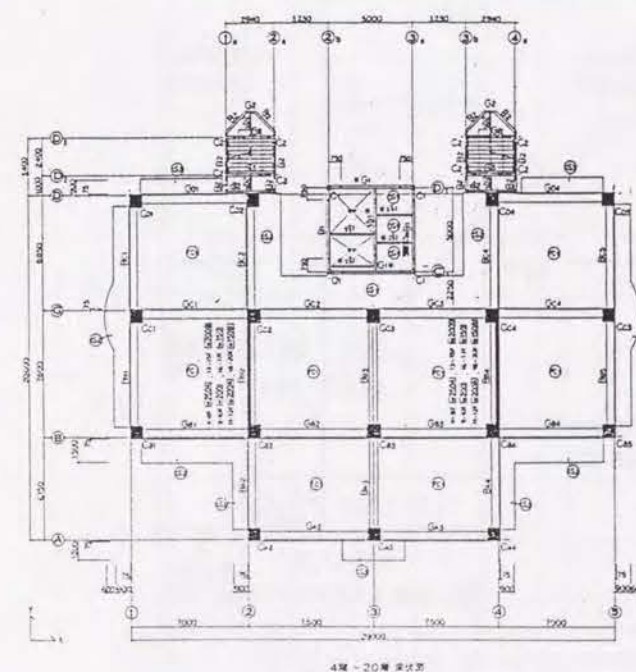


図-2.4.5 基準階床伏図

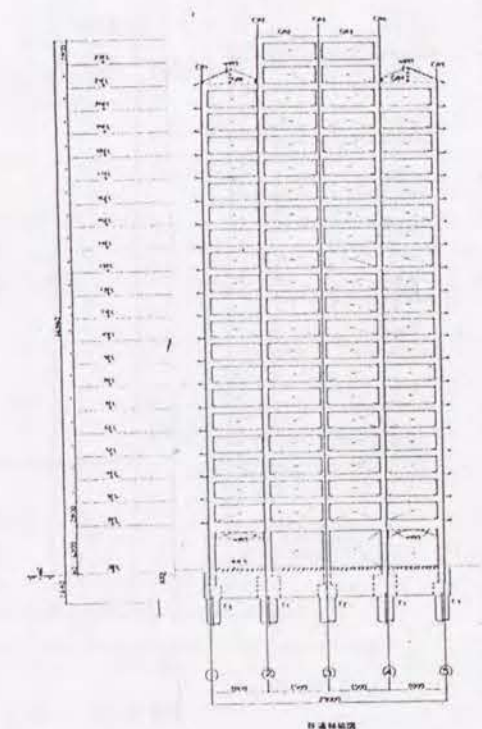
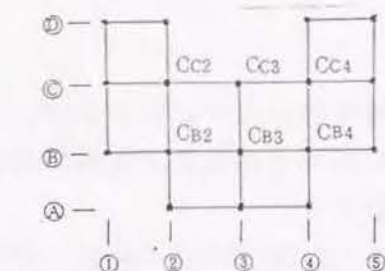


図-2.4.6 代表軸組図



| RFL | | 柱 | | | | 大 梁 | | | |
|-------|------|-----------------------------------|-----------------|-----------------|------------------|-----------------------------------|-----------------|-----------------|------------------|
| | | コンクリート 強 (kg/cm ²) | 断 面 | | | コンクリート 強 (kg/cm ²) | 断 面 | | |
| | | | 一般 | Cb2 Cc2 | Cb3 Cc3 | | X方向 ①-②通 | X方向 ②-③通 | Y方向 ③-④通 |
| 22 FL | w180 | 300 | 750 × 750 | 750 × 750 | UD29 (SD390) | 300 | 420 × 800 | 420 × 800 | 420 × 800 |
| 21 FL | w180 | | | | | | | | |
| 20 FL | w150 | | | | | | | | |
| 19 FL | | | | | | | | | |
| 18 FL | | 360 | | 800 × 800 | UD32 (SD390) | 360 | 470 × 800 | | UD32 (SD390) |
| 17 FL | | | | | | | | | |
| 16 FL | w150 | | | | | | | | |
| 15 FL | w200 | | | | | | | | |
| 14 FL | | 450 | 800 × 800 | 800 × 850 | UD35 (SD390) | 450 | 520 × 800 | 470 × 800 | UD35 (SD390) |
| 13 FL | | | | | | | | | |
| 12 FL | | | | | | | | | |
| 11 FL | | | | | | | | | |
| 10 FL | | 600 | 900 × 900 | 900 × 900 | USD38 (SD490) | 600 | 570 × 800 | 520 × 800 | USD38 (SD490) |
| 9 FL | w200 | | | | | | | | |
| 8 FL | w250 | | | | | | | | |
| 7 FL | | | | | | | | | |
| 6 FL | | 600 | 900 × 900 | 900 × 900 | USD38 (SD490) | 600 | 570 × 800 | 520 × 800 | USD38 (SD490) |
| 5 FL | | | | | | | | | |
| 4 FL | | | | | | | | | |
| 3 FL | | | | | | | | | |
| 2 FL | w250 | 600 | 900 × 900 | 900 × 900 | USD38 (SD490) | 600 | 570 × 800 | 520 × 800 | USD38 (SD490) |
| 1 FL | w350 | | | | | | | | |

図-2. 4. 7 使用材料および断面一覧

架構の終局状態での降伏ヒンジ発生状況、層の保有耐力、変形および地震応答解析に用いる層の復元力特性を求めるため静的弾塑性解析を行う。解析は参考文献 27) に示す、材端剛塑性バネモデルによる。

図-2.4.4に代表階の層せん断力と層間変形の関係を示す。図-2.4.5に中通り架構の荷重係数 L.F. (層せん断力 / 設計用層せん断力) が L.F.=1.50 の時の架構の降伏ヒンジ形成状況を示す。この段階では7階から15階までは梁両端に曲げ降伏ヒンジが発生し層のメカニズムに達しており、該当する層の層間変形角も1/86となっている。しかし、その上下の階ではいずれもほとんど降伏ヒンジに到っていない。柱のヒンジを想定している1階柱脚においても引張側隅柱を除いて降伏ヒンジは発生していない。これらから L.F.=1.5 では全体崩壊形は形成されないが中間階において層のメカニズムに達し、層間変形角が1/100を超え、P-Δ効果を見逃した解析の限界に近づいていることから、この状態を終局状態とした。すなわち変形の制限により終局状態を決定したと言える。

図-2.4.4には地震応答解析用のQuadri-Linear型復元力の設定を示す。第1折れ点はひび割れによる顕著な折れ点、第2折れ点は当該層に最初に曲げ降伏ヒンジが発生した点とし、塑性率基準点とする。第3折れ点は塑性率 μ が $\mu=1.5$ となる変形時点とし、第4折れ点は最終解析ステップとした。地震応答解析時の履歴法則は参考文献 28) に示す劣化型のルールとする。

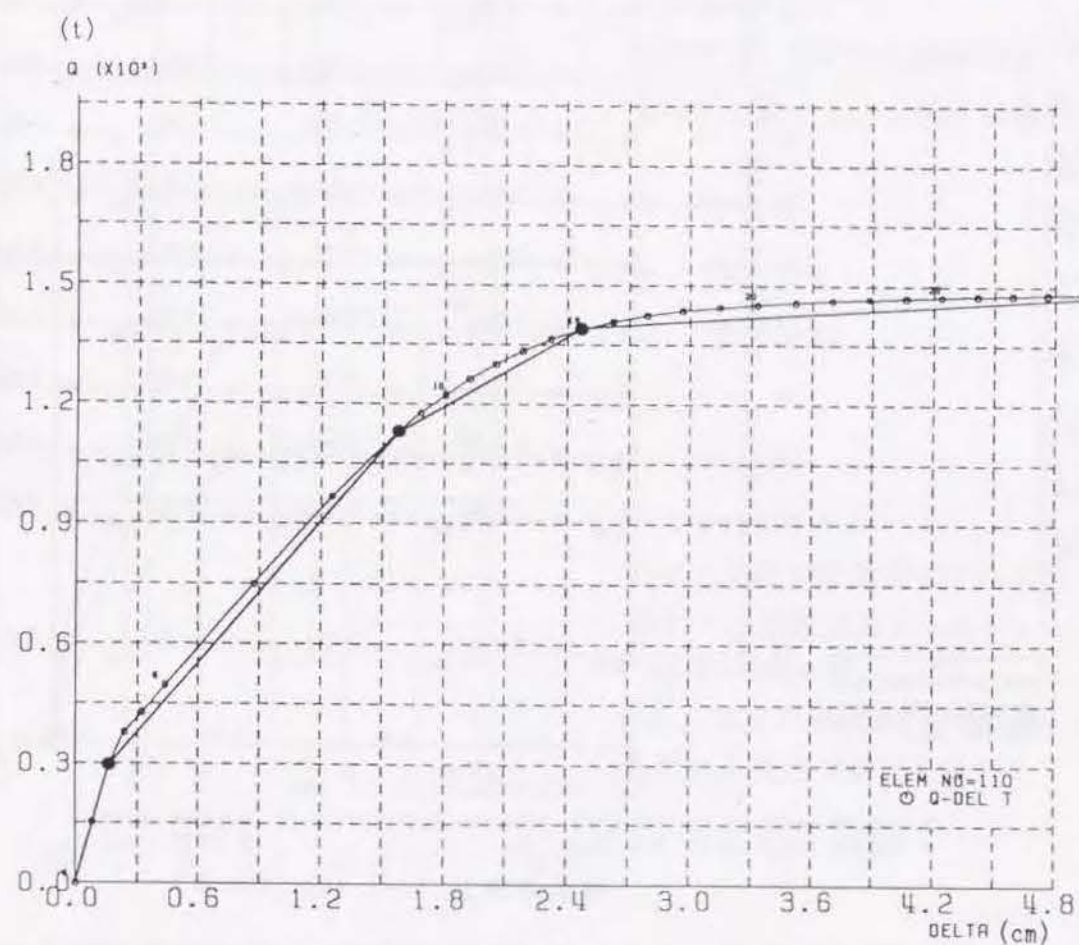


図-2. 4. 8 10階の層せん断力と層間変形の関係

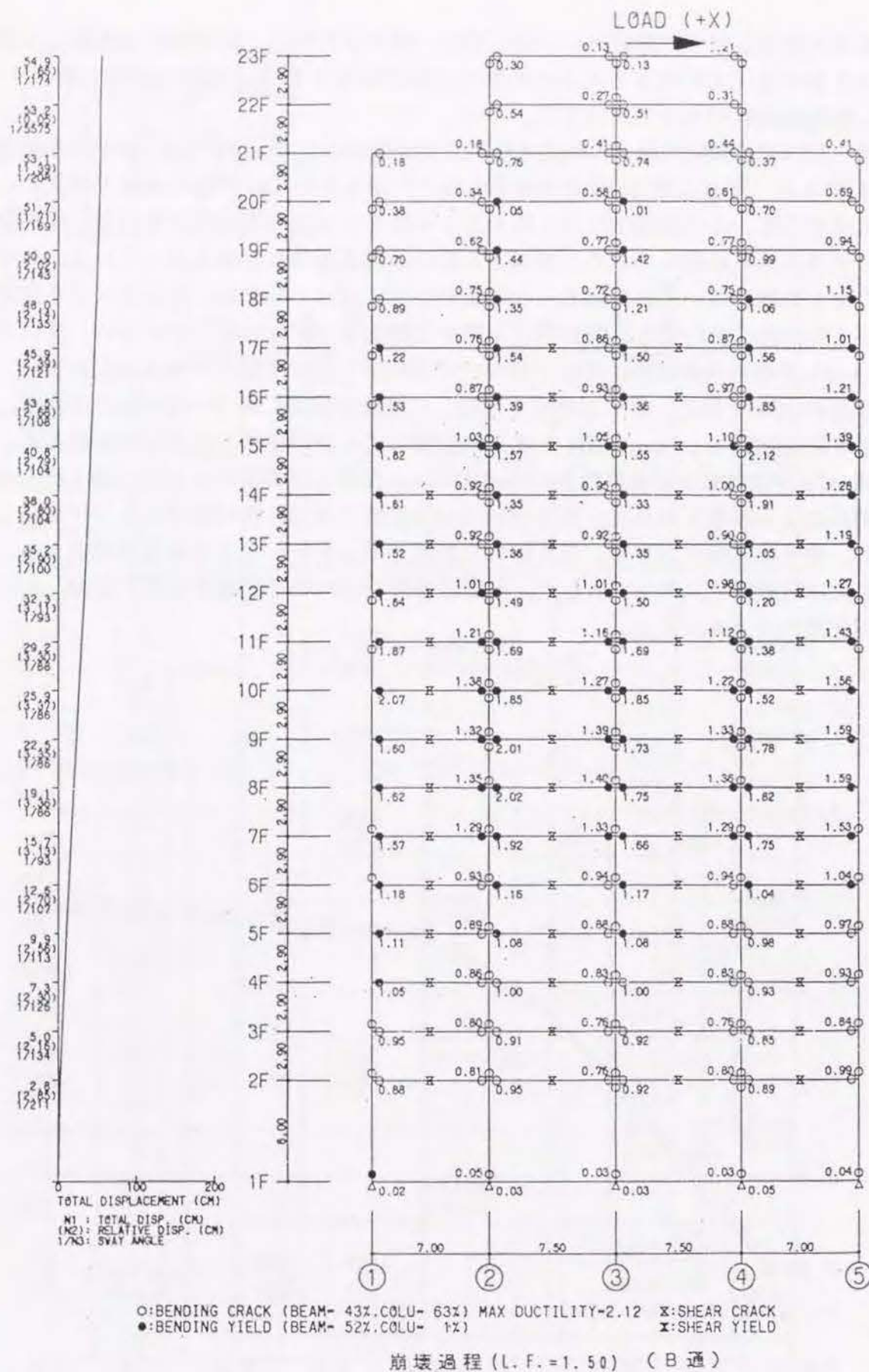
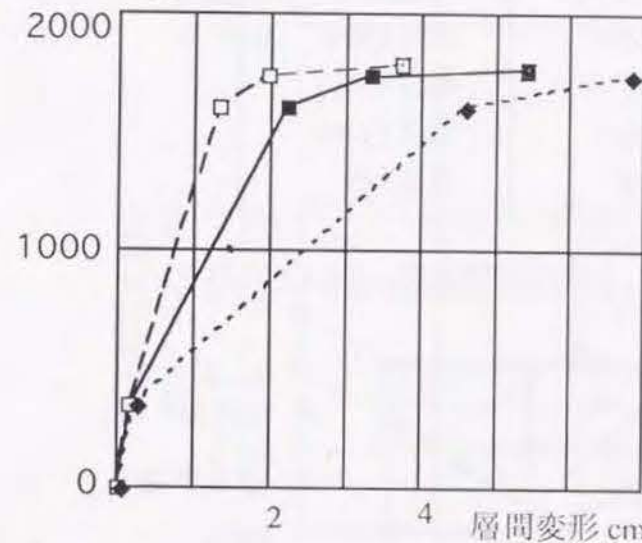


図-2.4.9 中通り架構の降伏ヒンジ形成状況

3) 地震応答の変動要因

復元力特性の変動として部材のひび割れ強度 M_{cr} 、曲げ強度 M_y 、弾性剛性 K_e 、降伏時剛性低下率 α_y の計算値と実験値のバラツキを考えた。バラツキについての統計的に整理されたデータはいまだ十分ではないが参考文献(29)を参考に計算値に対して $\pm 30\%$ の変動があるものと仮定した。これは M_{cr} 、 K_e 、 α_y に対しては、ほぼ標準偏差に相当する値であるが、 M_y については大きすぎる設定である。ここでは簡単のためすべて同程度の変動を仮定した。この部材特性の変動が、層の復元力特性の変動になると仮定して2)で得られた原設計の復元力を以下のように変化させた4ケースを設定した。

層せん断力 ton



層せん断力 ton

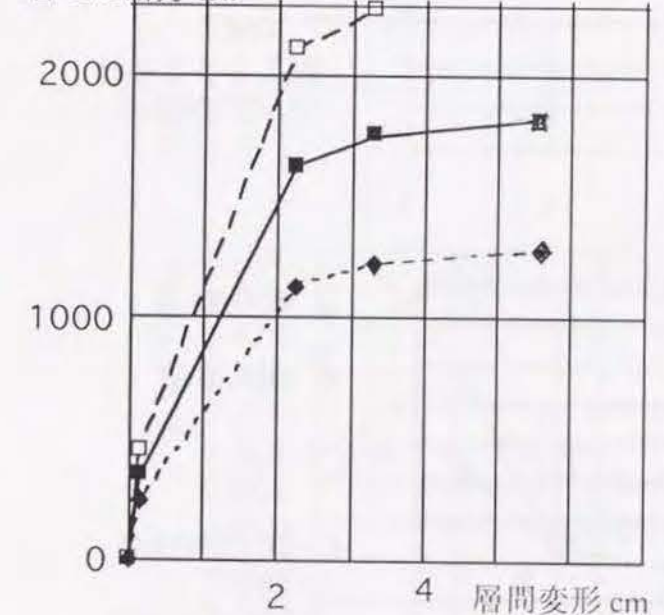


図-2.4.10 復元力のモデル化

次に履歴法則が曲げ変形卓越型部材の場合と、せん断変形卓越型部材の場合で地震応答解析結果にどの程度影響するかを比較するため参考文献(28)に示す劣化型と逆S字型の2種類の履歴法則を選定して比較する。

4) 応答結果の比較

地震応答解析モデルは基礎の水平、回転変形を含んだ 23 質点、24 自由度の等価せん断バネモデルとした。採用した地震波は代表的な 3 波 (EL CENTRO 1940 NS, TAFT 1952 EW, HACHINOHE 1968 EW) とし最大速度振幅はレベル 1 に対して 20 cm/sec、レベル 2 に対しては 40 cm/sec とした。減衰定数は 1 次振動数に対して上部構造物で 0.03 基礎の水平成分で 0.05、回転成分で 0.03 とし、高次振動数に対しては振動数に比例するものとした。解析ケースは以下に示す 10 ケースでそれぞれレベル 1 と 2 について行った。

| 履歴法則 | 劣化型 | 逆 S 字型 |
|-------|----------|--------|
| 復元力特性 | 1 原設計 | 原設計 |
| | 2 剛性130% | 剛性130% |
| | 3 剛性70% | 剛性70% |
| | 4 強度130% | 強度130% |
| | 5 強度70% | 強度70% |

結果をまとめて図-2.4.7 に示す。設定した履歴法則を図-2.4.12 に示す。

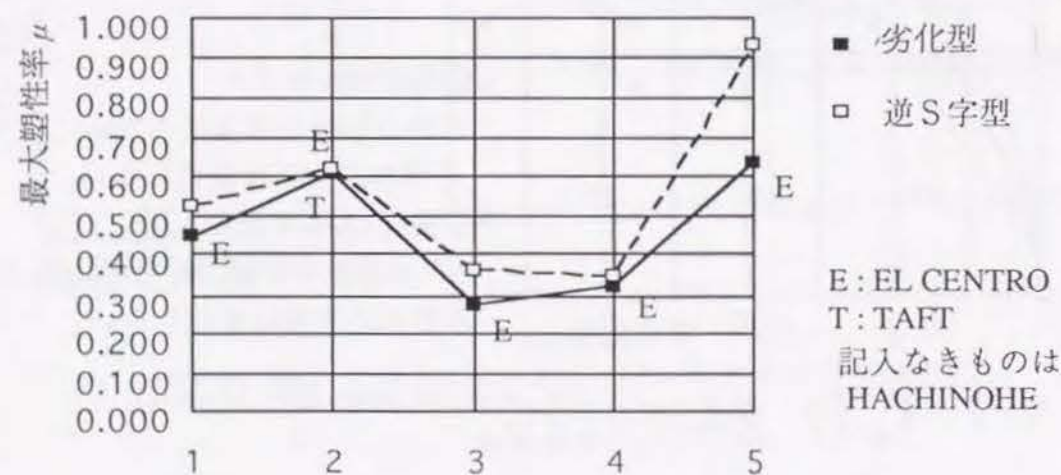
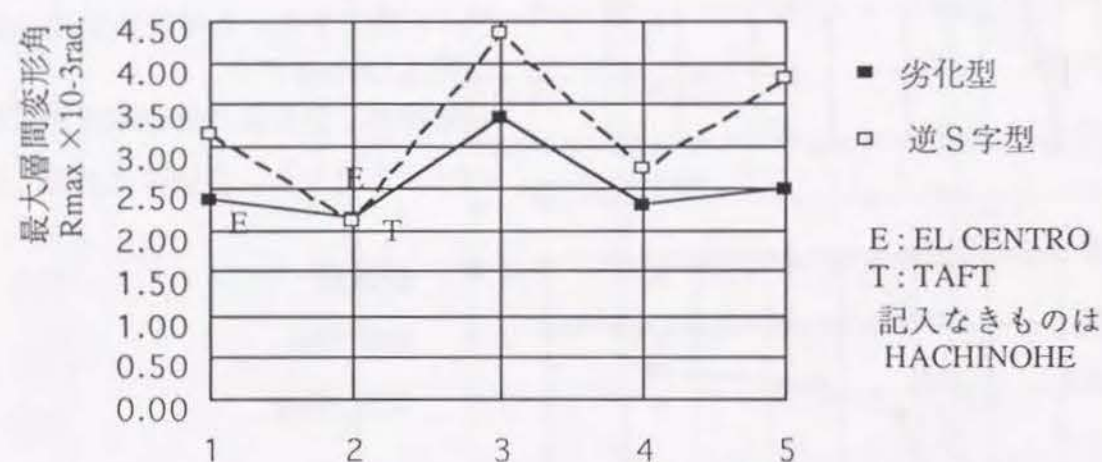


図-2.4.11 最大応答値の比較 (1) (20 cm/sec)

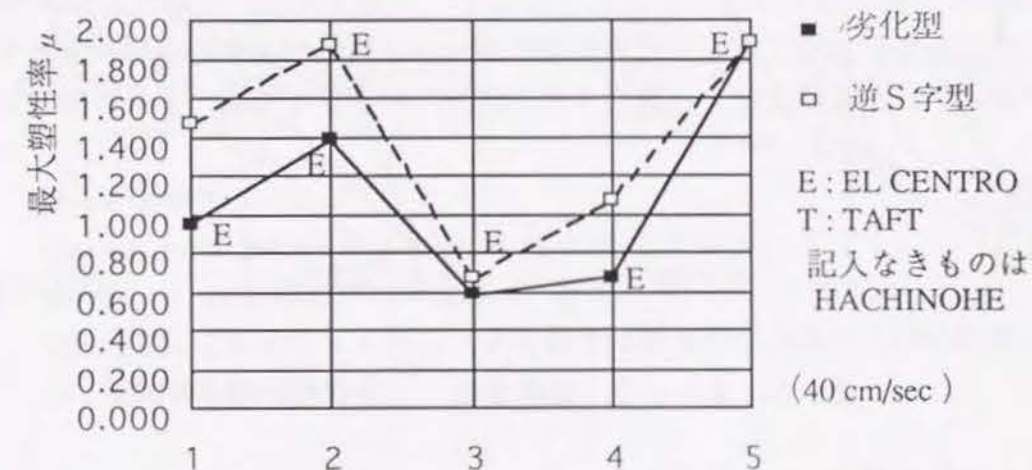
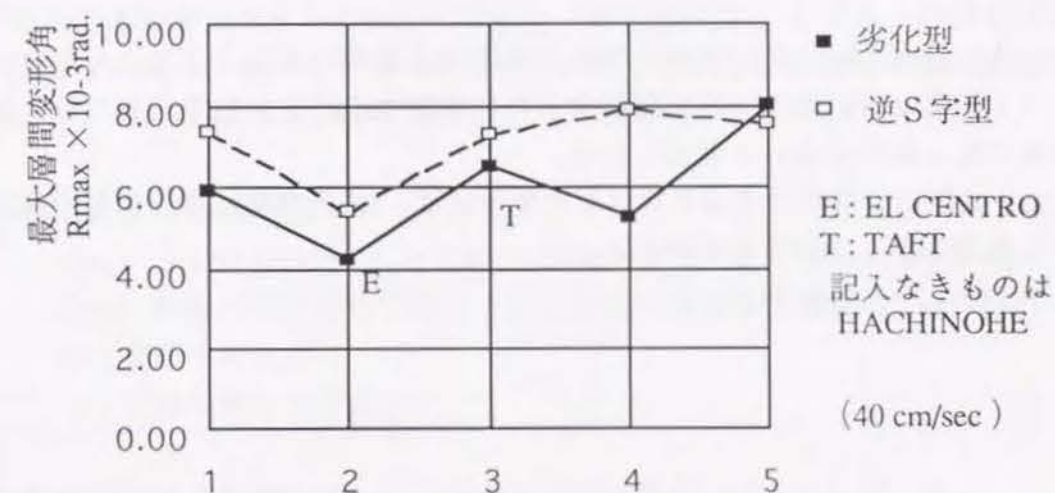
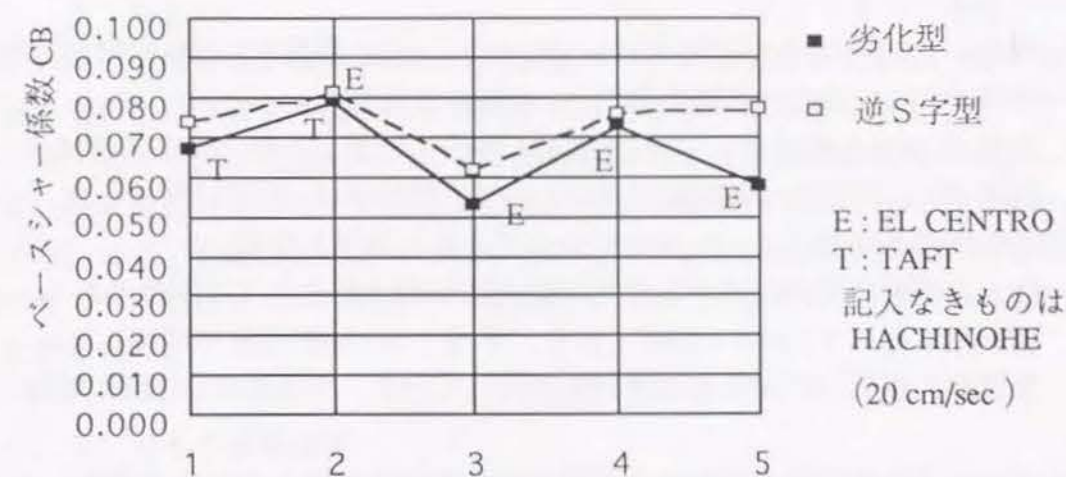


図-2.4.11 最大応答値の比較 (2)

原設計は劣化型の履歴法則を採用しているが、この条件で復元力特性が変動した場合について見ると以下となる。

剛性が130%の場合は塑性率は1.45倍に、ベークス係数は1.18倍に増加した。

剛性が70%の場合は層間変形角は1.42倍に増加した。

強度が130%の場合はベークス係数は1.09倍に増加したが、その他は減少した。

強度が70%の場合は層間変形角は1.35倍、塑性率は1.97倍に増加した。

履歴法則が逆S字型となった場合についてみると以下となる。

復元力特性の変動に対する変化の傾向は前記の場合とほぼ同様である。

劣化型に比べて0.98~1.52倍となり、平均では1.30倍程度に増加した。

原設計の復元力に対しては層間変形角は1.33倍、塑性率は1.53倍に増加した。

本仮定における動特性の変動は全部材が同じ方向に変動した場合を想定しているため極端な算定例ではあるが、この場合には平均的にみて応答結果は0.7~1.4倍程度に変動することとなる。

想定した変動のうち、曲げ強度が70%に低下する場合はほとんど考えられないが、コンクリート強度は設計基準強度を確保するために高めに設定されているため、強度、剛性が高めになる確率は高いと考えられる。

従って、地震応答解析に忠実に設計した場合には、RC各部材には特に変形能力において十分な余力を与えておく必要がある。

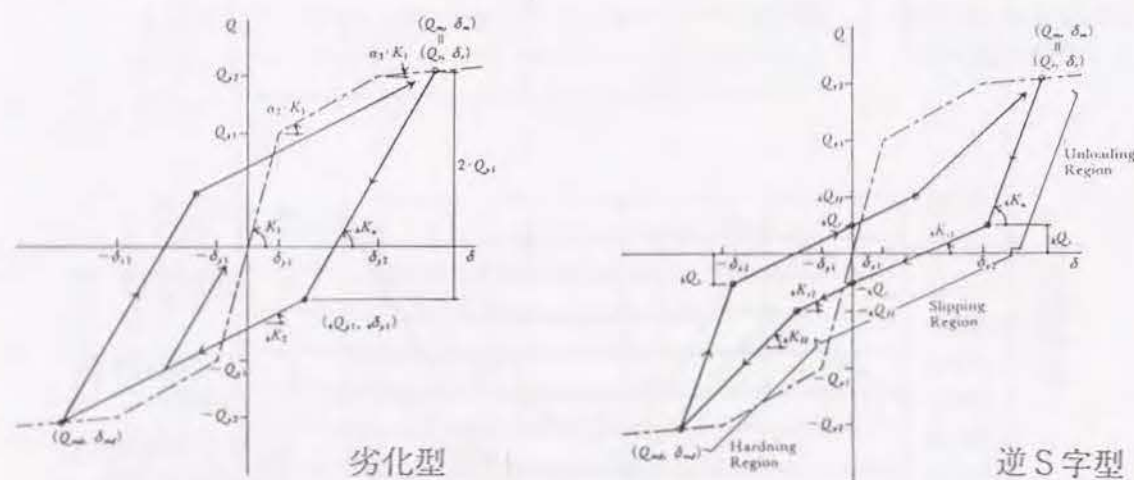


図-2.4.12 履歴法則 (劣化型と逆S字型)

2.5 部材設計の現状

2.5.1 はじめに

高層RC造の設計では、はり曲げ降伏先行型の、全体崩壊形を設定し、曲げ降伏ヒンジに必要な塑性変形能力を与え、それ以外の部分では十分な強度を与えなければならない。従って、変形能力、強度に対して部材断面の適切な設計法が必要である。しかし、現状では、特に変形性能については十分な設計法が整備されているとは言えない。

ここでは、はり、柱および両者をつなぐ接合部について現状の設計法を概説し、2.4で述べたモデル建物について我が国の設計法とともにACIコード、NZコードの設計法による比較を行う。

2.5.2 はりの断面設計

はり曲げ降伏が先行するようにせん断強度に余裕を与えるとともに、材端部に発生する降伏ヒンジに十分な変形能力を与えなければならない。

このため日本建築センターの構造計算指針(参考文献23))による一般的な設計では材端部の設計せん断力を割増してせん断設計に必要な量以上に材端部にせん断補強筋を配筋している。せん断設計式は参考文献6)に示す荒川式である。

$$Q_{su} \geq \alpha Q_{mu} + Q_l \quad (2.5.1)$$

$$Q_{su} = [0.092 K_u K_p (\sigma_B + 180) / (M/Q_d + 0.12) + 2.7 \sqrt{P_w \sigma_{wy}}] b j$$

Q_{mu} : 梁曲げ降伏時せん断力(鉄筋強度は規格降伏強度の1.1倍の値)

Q_l : 長期せん断力

α : 割増係数で1.3程度

また学会「RC構造計算規準」では最小補強筋間隔Sは以下としている。

$$S \leq 25\text{cm (補強筋径10mm)}, 45\text{cm (同13mm以上)} \quad \text{かつ } \text{はり成}/2$$

学会RC終局強度指針(参考文献5))では塑性理論式に基づき必要塑性回転角 R_p に応じて以下の式で材端部せん断設計を行い補強筋を算定する。これは必要変形性能に応じてトラス機構の角度、コンクリートの有効強度を低減して補強設計を行うものである。

$$Q_{su} \geq Q_{mo} + Q_l \quad (2.5.2)$$

$$Q_{su} = b j t P_w \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D \nu \sigma_B / 2$$

$\cot \phi, \nu$: R_p の関数 参考文献5) 参照

Q_{mo} : 梁曲げ降伏時せん断力(鉄筋強度は規格降伏強度の1.25倍の値)

Q_l : 長期せん断力

また同指針では変形能力確保のために拘束筋としてのヒンジ域の配筋規定を以下のようになっている。

$$\text{補強筋間隔 } S \leq 15\text{cm (補強筋径10mm)}, 20\text{cm (同13mm以上)}$$

$$\text{かつ } 8 \times \text{主筋径} \quad \text{かつ } \text{はり成}/3$$

一方、アメリカACIコード、ニュージーランドNZコードではせん断設計とは別に耐震建物用にはり端部ヒンジ域拘束筋の規定を設けている。

ACIコード ACI318-89 (参考文献31)) では以下のせん断強度式と配筋規定を設けている。

$$V_n = V_c + V_s \quad V_c = 2\sqrt{f_c} B_w d \quad V_s = A_v f_y d / S \quad (2.5.3)$$

V_n : せん断強度(lb) V_c : コンクリート負担せん断強度(lb) f_c : コンクリート強度(psi)

V_s : 補強筋負担せん断強度(lb) $V_s \leq 8\sqrt{f_c} B_w d$

配筋規定 補強筋間隔 $S \leq 12 \text{ in}$ かつ $8 \times$ 主筋径 かつ $24 \times$ 補強筋径 かつ
はり有効成 / 4

NZコード NZ 3101 (参考文献32)) では、ヒンジ域のせん断設計、配筋規定は以下のよう示されている。なお、ヒンジ位置は柱面に生じ、X型筋は使用しない場合である。ここでは主筋の座屈を防ぐための(2.5.5)式が示されている。

$$\nu_i = V_i / B_w d \quad \nu_i = \nu_c + \nu_s \quad \nu_c = 0 \quad \nu_s = A_v f_y / (B_w S) \quad (2.5.4)$$

ν_i : せん断強度 (MPa) $\nu_i \leq 0.9\sqrt{f_c}$

ν_c : コンクリート負担せん断強度 (MPa) ヒンジ域では0

ν_s : 補強筋負担せん断強度(MPa) f_y : 補強筋強度 $\leq 415 \text{ MPa}$

$$A_{te} = \left\{ \sum A_b f_y / (16 F_{yt}) \right\} (S / 100) \quad (2.5.5)$$

A_{te} : 拘束筋断面積 A_b : 拘束筋にかかる主筋断面積 F_{yt} : 拘束筋降伏強度

配筋規定 補強筋間隔 $S \leq 15 \text{ cm}$ かつ $6 \times$ 主筋径 かつ はり有効成 / 4
補強筋径 6mm以上

以上の4種類の設計法についてモデル建物の代表的部材について比較設計を行う。原設計の代表断面を図-2.5.1に示す。

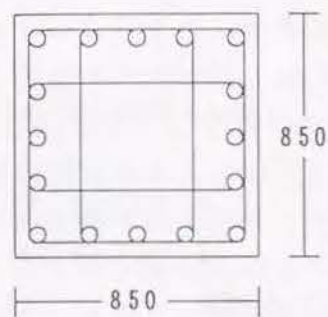
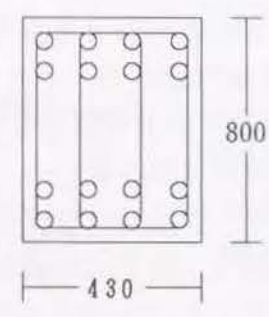
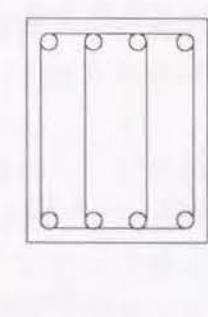
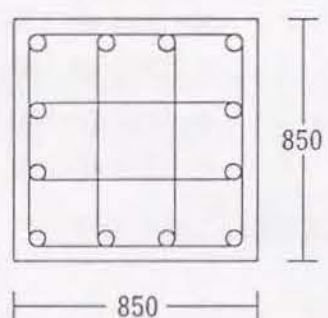
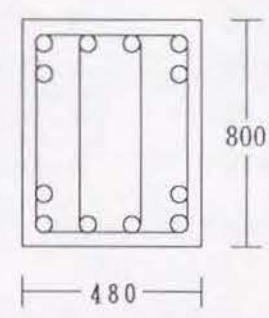
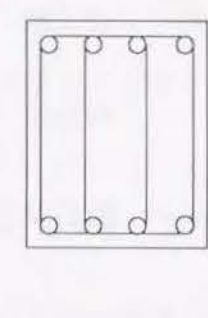
| 階 | 柱 | 階 | 梁 | |
|---|---|---|---|---|
| | | | 端 部 | 中 央 |
| 9 |  | 9 |  |  |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| 2 |  | 3 |  |  |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | 主 筋 | | 主 筋 | 主 筋 |
| | 主筋比 | | 主筋比 | 主筋比 |
| | 材 質 | | 材 質 | 材 質 |
| | 帯 筋 | | 肋 筋 | 肋 筋 |
| | 帯筋比 | | 肋筋比 | 肋筋比 |
| | 材 質 | | 材 質 | 材 質 |
| | F c | | F c | F c |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |

図-2.5.1 代表柱はり配筋断面

設計用せん断力は荒川式の場合、はり主筋強度を規格降伏点の1.1倍とし割増係数 α を $\alpha = 1.3$ とした。その他の場合は規格降伏点の1.25倍として両端曲げ降伏時のせん断力とした。終局強度指針式では塑性回転角 R_p を $R_p = 0.02 \text{ rad.}$ とした。各場合についてせん断補強筋は普通強度鉄筋 ($f_{wy} = 3000 \text{ kgf/cm}^2$) と高強度鉄筋 ($f_{wy} = 8000 \text{ kgf/cm}^2$) の場合について算定する。

| | | $f_{wy} = 3000 \text{ kgf/cm}^2$ | | $f_{wy} = 8000 \text{ kgf/cm}^2$ | |
|------|------|----------------------------------|----------------|----------------------------------|--|
| 荒川式 | せん断 | 3階 | 4 - D13 -@ 70 | 4 - D13 -@ 175 | |
| | | 9階 | 4 - D13 -@ 70 | 4 - D13 -@ 200 | |
| | 配筋規定 | | 4 - D13 -@ 400 | | |
| 指針式 | せん断 | 3階 | 4 - D13 -@ 100 | 4 - D13 -@ 250 | |
| | | 9階 | 4 - D13 -@ 100 | 4 - D13 -@ 275 | |
| | 配筋規定 | | 4 - D13 -@ 200 | | |
| ACI式 | せん断 | 3階 | 4 - D13 -@ 200 | 4 - D13 -@ 550 | |
| | | 9階 | 4 - D13 -@ 220 | 4 - D13 -@ 600 | |
| | 配筋規定 | | 4 - D13 -@ 170 | | |
| NZ式 | せん断 | 3階 | 4 - D13 -@ 120 | 4 - D13 -@ 170 | |
| | | 9階 | 4 - D13 -@ 130 | 4 - D13 -@ 180 | |
| | 拘束筋 | 3階 | 4 - D13 -@ 50 | 4 - D13 -@ 140 | |
| | | 9階 | 4 - D13 -@ 80 | 4 - D13 -@ 210 | |
| | 配筋規定 | | 4 - D13 -@ 150 | | |

以上をみると、せん断設計でもっとも補強量が多くなるのは荒川式であり、次いでNZコードである。NZコードは補強筋強度の頭打ちのため、高強度鉄筋を使った時は最も補強筋量が多い。拘束筋および配筋規定を含んで考えるとNZコードが最も多くの量を必要とする。いずれにしても各設計法により補強筋量は大きく異なり、ヒンジ域の変形能力を考えた合理的な設計法が望まれる。また、普通強度の鉄筋では配筋不可能で断面変更せざるを得ない場合においても高強度鉄筋により配筋可能となる。過密配筋を防ぐためにも、高強度鉄筋は有効である事がわかる。

2. 5. 3 柱の断面設計

柱の曲げ設計は全体崩壊メカニズムを造るため、梁曲げ降伏先行となるように、はりに比べて十分な曲げ強度を持つ必要がある。終局強度指針では、はりの曲げ耐力は主筋の上限強度で算定し、柱は信頼強度で算定したうえではり曲げ降伏先行となるように提案されている。また、2方向曲げや、高次モードの影響を受けるため曲げ耐力を割りますよう規定されている。ACIコードでは、柱の曲げ耐力和 ΣM_c とはりの曲げ耐力和 ΣM_b の比を1.2倍としてはりの曲げ降伏を保証するよう規定している。

全体崩壊メカニズムを想定しても1階柱脚や最上階柱頭には曲げヒンジが発生する。特に1階柱脚では十分なヒンジの変形能力が必要である。1階柱脚では軸力が大きいいためコンクリートを横拘束してその圧縮特性を改善し、部材としての変形性能を高める必要がある。またこの横拘束は圧縮鉄筋の座屈を防止する意味でも重要な働きを示す。

六車・渡辺らは横補強筋間隔の断面幅に対する比を考慮した拘束係数を用いて拘束を受けるコンクリートの圧縮特性を評価して曲げ性能を評価している(参考文献1))。鈴木・中塚らは中子筋の効果も評価して曲げ性能に応じた必要横補強筋の算定式を提案している(参考文献32))。

部材設計での横補強筋は我が国では、はりと同様にせん断設計とかねて設定するようになっている。一般的な設計では日本建築センター「構造設計指針」により(2.5.1)式により設計している。このさい圧縮軸力によるせん断強度の増加を圧縮応力度の0.1倍としている。また、学会「RC構造計算規準」による材端部の配筋規定は、最小補強筋間隔 S を以下としている。

$$S \leq 10 \text{ cm (補強筋径10mm)}, 20 \text{ cm (同13mm以上)}$$

終局強度指針では(2.5.2)式と同じ強度式で、軸力による効果は考えていない。配筋規定での最小補強筋間隔 S を以下としている。

$$S \leq 10 \text{ cm (補強筋径10mm)}, 15 \text{ cm (同13mm以上)} \quad \text{かつ} \quad 6 \times \text{主筋径}$$

ACIコード ACI318-89 (参考文献31)) では以下のせん断強度式と拘束筋量および配筋規定を設けている。

$$V_n = V_c + V_s \quad V_c = 2\sqrt{f_c} \left[1 + \frac{N_u}{2000 A_g} \right] B_w d \quad V_s = A_v F_y d / S \quad (2.5.5)$$

$$V_n: \text{せん断強度(lb)} \quad V_c: \text{コンクリート負担せん断強度(lb)} \quad F_c: \text{コンクリート強度(psi)} \\ V_s: \text{補強筋負担せん断強度(lb)} \quad V_s \leq 8\sqrt{f_c} B_w d \quad N_u: \text{圧縮軸力}$$

$$A_{sh} \geq 0.3 (S h_c F_c / F_{yh}) \left[(A_g / A_{ch}) - 1 \right] \quad \text{かつ} \quad A_{sh} \geq 0.09 S h_c F_c / F_{yh} \\ h_c: 7-7' \text{ 芯間のコア幅} \quad F_{yh}: 7-7' \text{ 筋強度} \quad F_{yh} \leq 60000 \text{ psi} \quad A_g: \text{柱全断面積} \\ A_{ch}: 77 \text{ 断面積} \quad (2.5.6)$$

$$S \leq \text{柱最小幅} / 4 \quad \text{かつ} \quad 4 \text{ in} \quad \text{クロスタイ間隔} \leq 14 \text{ in}$$

NZコード NZ 3101 (参考文献32)) では、ACI コードと同様に材端部のせん断設計、拘束筋量および配筋規定を以下のように示されている。

$$\nu_i = V_i / B_w d \quad \nu_i = \nu_c + \nu_s \quad \nu_s = A_v F_y / (B_w S) \quad (2.5.7)$$

$$\nu_c = [1 + 3P_u / (A_g F_c)] \nu_b \quad \nu_b = (0.07 + 10 \rho_w) \sqrt{F_c}$$

$$\nu_i: \text{せん断強度 (MPa)} \quad 0.08 \sqrt{F_c} \leq \nu_b \leq 0.2 \sqrt{F_c}$$

$$\nu_c: \text{コンクリート負担せん断強度 (MPa)} \quad A_g: \text{柱全断面面積}$$

$$\nu_s: \text{補強筋負担せん断強度 (MPa)} \quad P_u: \text{柱軸力} \quad \rho_w: \text{引張鉄筋比}$$

$$A_{sh} \geq 0.3 (S h_c F_c / F_{yh}) [(A_g / A_{ch}) - 1] [0.5 - 1.25 P_e / (\phi F_c A_g)] \quad \text{かつ}$$

$$A_{sh} \geq 0.12 (S h_c F_c / F_{yh}) [0.5 + 1.25 P_e / (\phi F_c A_g)] \quad (2.5.8)$$

$$h_c: 7-7' \text{ 芯間のコア幅} \quad F_{yh}: 7-7' \text{ 筋強度} \quad F_{yh} \leq 400 \text{ MPa} \quad A_g: \text{柱全断面面積}$$

$$A_{ch}: 77 \text{ 断面面積} \quad P_e: \text{柱軸力} \quad P_e \leq 0.7 \phi F_c A_g$$

但し、ヒンジが生じない時は(2.5.8)の1/2の A_{sh} でよい

配筋規定 補強筋間隔 $S \leq 20 \text{ cm}$ かつ $6 \times \text{主筋径}$ かつ 柱径/5

図-2.5.1に示す柱について各設計式により比較検討する。設計用せん断力はメカニズム時のせん断力とし、荒川式の場合、はり主筋強度を規格降伏点の1.1倍とし割増係数 α を $\alpha=1.3$ とした。その他の場合は規格降伏点の1.25倍とした。終局強度指針式では塑性回転角 R_p を $R_p=0.02 \text{ rad.}$ とした。NZコードではヒンジが発生するものとした。

| | | fwy = 3000 kgf/cm ² | | fwy = 8000 kgf/cm ² | |
|------|------|--------------------------------|----------------|--------------------------------|--|
| 荒川式 | せん断 | 2階 | 4 - D13 -@ 300 | 4 - D13 -@ 300 | |
| | | 9階 | 4 - D13 -@ 300 | 4 - D13 -@ 300 | |
| | 配筋規定 | | 4 - D13 -@ 200 | | |
| 指針式 | せん断 | 2階 | 4 - D13 -@ 50 | 4 - D13 -@ 140 | |
| | | 9階 | 4 - D13 -@ 50 | 4 - D13 -@ 140 | |
| | 配筋規定 | | 4 - D13 -@ 150 | | |
| ACI式 | せん断 | 2階 | 4 - D13 -@ 90 | 4 - D13 -@ 250 | |
| | | 9階 | 4 - D13 -@ 110 | 4 - D13 -@ 290 | |
| | 拘束筋 | 2階 | 4 - D13 -@ 30 | 4 - D13 -@ 100 | |
| | | 9階 | 4 - D13 -@ 50 | 4 - D13 -@ 130 | |
| | 配筋規定 | | 4 - D13 -@ 100 | | |

| | | fwy = 3000 kgf/cm ² | | fwy = 8000 kgf/cm ² | |
|------|-----|--------------------------------|----------------|--------------------------------|--|
| NZ式 | せん断 | 2階 | 4 - D13 -@ 120 | 4 - D13 -@ 170 | |
| | | 9階 | 4 - D13 -@ 120 | 4 - D13 -@ 180 | |
| | 拘束筋 | 2階 | 4 - D13 -@ 30 | 4 - D13 -@ 40 | |
| | | 9階 | 4 - D13 -@ 40 | 4 - D13 -@ 60 | |
| 配筋規定 | | | 4 - D13 -@ 170 | | |

以上より、せん断では拘束筋も考慮した指針式が最も厳しいが、拘束筋としての規定のNZ式が最も多くの配筋量を必要とする。現実には1段面に4本の補強筋では不足で8本程度は必要となる。我が国の施工能力から考えるに柱断面を変更せざるを得ない。はりの設計と同様、設計法により配筋量は大きく異なり、断面の変更もありうる。また、はりと同様に高強度の鉄筋の効果は大きいと言える。

隅柱においては地震時の変動軸力が大きく、過大な軸圧縮力を受けるとともに交番繰り返しで引張軸力を受ける可能性も大きい。終局強度指針ではヒンジを発生する部材の軸力を以下のように規定している。

$$-0.75 A_g \sigma_y \leq N_c \leq (2/3) F_c A_c \quad A_g: \text{全主筋断面面積} \quad A_c: \text{コンクリート全断面面積}$$

2.5.4 柱梁接合部の断面設計

柱梁接合部は軸力を伝達しながら、地震時には大きな繰返しせん断力を受ける。柱、はりが健全であっても接合部のせん断破壊やはり筋の接合部からの抜け出しが大きい場合には、架構全体の耐震性能がこの部分によって決定してしまう。従って、接合部のせん断設計、およびはり主筋の定着についての設計法が必要である。しかし、学会「RC構造計算規準」や日本建築センター「構造設計指針」では接合部の設計法は明示されておらず一般のRC造では検討されていないのが実情である。以下に内柱の十字型接合部について幾つかの設計法について概説する。

高層RC造では学会「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」(参考文献33))に示されている、以下の上村式によりせん断設計するのが一般的であった。この強度式ではせん断補強筋の負担せん断力を $P_w f_{wy} / 2$ として評価している。

$$\tau_p = \min \{ \sum M_b / ((1 + \xi) e V_c), \sum M_c / ((1 + \eta) e V_c) \} \quad (2.5.9)$$

$$\tau_p \leq \tau_c + \tau_s \quad \tau_s = P_w f_{wy} / 2 \quad \tau_c = (0.78 - 0.0016 F_c) F_c \quad F_c \leq 244 \text{ kgf/cm}^2$$

$$= 95.1 \quad F_c > 244 \text{ kgf/cm}^2$$

$$e V_c = \tau_p j_c j_b$$

終局強度指針ではせん断補強筋は強度に寄与しないとしてコンクリートの負担のみで強度を評価している。また通しはり主筋の付着長さについても規定している。本指針ではコンクリート強度が360kgf/cm²以下であるため、これに準じて360kgf/cm²以上についても提案している学会「靱性設計小委員会報告書」(参考文献17))の設計式を示す。

$$V_j = T_1 + T_2 - V_c \quad (2.5.10)$$

V_j : 接合部せん断力 V_c : 柱せん断力 T_1, T_2 : 左右のはり主筋上限強度

$$V_{ju} = 3 \phi (0.1 F_c) b_j D_j \quad F_c \leq 360 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 1.1 \quad \text{両側直交はり付きの場合}$$

$$= 1.0 \quad P_w F_y / F_c \geq 0.1$$

$$= 0.9 \quad \text{上記以外の場合}$$

$$V_{ju} = 2.7 (0.04 F_c + 20) b_j D_j \quad F_c > 360 \text{ kg/cm}^2$$

V_{ju} : せん断強度 b_j : 接合部有効幅 D_j : 柱成

但し、横補強筋量 $P_w \geq 0.003 V_j / V_{ju}$ かつ 0.002 以上

$$\text{通し主筋の定着} \quad D / d_b \geq \sigma_{yu} / (14 \sqrt{F_c}) \quad (2.5.11)$$

D : 柱成 d_b : はり主筋径 σ_{yu} : 主筋上限強度

ACIコードでは補強筋は柱の材端部拘束筋(2.5.6式)と同量とし、せん断強度はコンクリートのみで負担するように規定している。せん断強度式、通し主筋の定着は以下である。

$$V_{ju} = 20 \sqrt{F_c} A_j \quad \text{4面が拘束されている場合}$$

$$= 15 \sqrt{F_c} A_j \quad \text{3面あるいは向かい合う2面が拘束されている場合}$$

$$= 12 \sqrt{F_c} A_j \quad \text{上記以外} \quad (2.5.12)$$

拘束とは柱幅の3/4以上がはり面により覆われている場合

$$V_{ju}: \text{せん断強度} \quad A_j = (b + 2x) h_c$$

接合部補強筋は(2.5.6)式と同じ、但し拘束されている場合は1/2とする。

かつ最小ピッチは6inとする。

$$D / d_b \geq 20 \quad D: \text{柱成} \quad d_b: \text{はり主筋径} \quad \text{参考文献 34)}$$

NZコードでは柱面で曲げヒンジが生じ、繰返し力を受ける場合はコンクリートの負担分を無視し補強筋のみで負担するとしている。これは接合部でのアーチ機構が繰返しにより喪失し、トラス機構のみで評価するためである。従って、トラス機構を成り立たせるために付着力の制限は厳しくなっている。即ち、ACIコードとは正反対である。せん断強度式、通し主筋の定着は以下である。

$$V_{jh} = V_{ch} + V_{sh} \quad V_{ch} = 0 \quad V_{sh} = A_{jh} F_y$$

但し、 $V_{jh} \leq 1.5 \sqrt{F_c} b_j h_c$

V_{jh} : せん断強度 A_{jh} : せん断補強筋断面積

$$\text{はり主筋の付着} \quad D / d_b \geq 25 \quad \text{主筋規格降伏強度} \quad 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\geq 35 \quad \text{主筋規格降伏強度} \quad 3920 \text{ kg/cm}^2$$

図-2.5.1に示す柱はりの接合部について前記の各設計法の比較を行う。まずコンクリートのみで負担する、靱性設計小委員会およびACIコードの設計法を示す。

靱性設計小委員会の方法

- 3階 設計用せん断力 $V_{jh} = 702.4 \text{ tonf}$
 せん断強度 $V_{ju} = 118.8 \text{ kgf/cm}^2 \times 66.5 \times 85 = 671.5 \text{ tonf}$ OUT
 従って、梁幅を48 cm から54 cm に設計変更する。
 補強筋は $P_w = 0.003$ 4-D13-@200
 $D / d_b = 18$ OK
- 9階 設計用せん断力 $V_{jh} = 624.0 \text{ tonf}$
 せん断強度 $V_{ju} = 102.6 \text{ kgf/cm}^2 \times 64.0 \times 85 = 558.1 \text{ tonf}$ OUT
 従って、梁幅を43 cm から58 cm に設計変更する。
 補強筋は $P_w = 0.003$ 4-D13-@200
 $D / d_b = 17$ OK

ACIコードの方法

- 3階 設計用せん断力 $V_{jh} = 702.4 \text{ tonf}$
 せん断強度 $V_{ju} = 78.0 \text{ kgf/cm}^2 \times 85 \times 85 = 563.6 \text{ tonf}$ OUT
 従って、梁幅を48 cm から64 cm に設計変更する。(拘束に必要な幅)
 補強筋は $P_w = 0.003$ 4-D13-@200 ($F_y = 8000 \text{ kgf/cm}^2$)
 $D / d_b \geq 20$ OK
- 9階 設計用せん断力 $V_{jh} = 624.0 \text{ tonf}$
 せん断強度 $V_{ju} = 67.5 \text{ kgf/cm}^2 \times 85 \times 85 = 487.7 \text{ tonf}$ OUT
 従って、柱断面を85 cm□ から86 cm□ に設計変更する。
 はり幅を43 cm から65 cm
 補強筋は $P_w = 0.003$ 4-D13-@200 ($F_y = 8000 \text{ kgf/cm}^2$)
 $D / d_b \geq 20$ OK

NZコードの方法

- 3階 設計用せん断力 $V_{jh} = 702.4 \text{ tonf}$
 せん断力の上限 $V_{ju} = 117.3 \text{ kgf/cm}^2 \times 85 \times 85 = 847.5 \text{ tonf}$ OK
 補強筋は $A_{jh} = 702.4 / 8 = 87.8 \text{ cm}^2$ 6-D16-@90 ($F_y = 8000 \text{ kgf/cm}^2$)
 $D / d_b = 22.4 \leq 35$ OUT 柱成を85cmから133cmに変更
- 9階 設計用せん断力 $V_{jh} = 624.0 \text{ tonf}$
 せん断力の上限 $V_{ju} = 101.6 \text{ kgf/cm}^2 \times 85 \times 85 = 734.0 \text{ tonf}$ OK
 補強筋は $A_{jh} = 624 / 8 = 78.0 \text{ cm}^2$ 6-D16-@90 ($F_y = 8000 \text{ kgf/cm}^2$)
 $D / d_b = 24.3 \leq 35$ OUT 柱成を85cmから123cmに変更

上村式による方法

3階 原設計断面では不可能、ACIでの断面に変更。 梁幅 64cm

$$\tau_p = \Sigma Mb / ((1 + \xi) e V_c) = 525.6 \times 10^5 / (1.381 \times 287579) = 132.3 \text{ kgf/cm}^2$$

補強筋は $P_w = 0.0093$ 4-D13-@ 60 ($F_y = 8000 \text{ kgf/cm}^2$)

9階 原設計断面では不可能、ACIでの断面に変更。 梁幅 65cm 柱 86cm□

$$\tau_p = \Sigma Mb / ((1 + \xi) e V_c) = 461.8 \times 10^5 / (1.381 \times 27621) = 121.0 \text{ kgf/cm}^2$$

補強筋は $P_w = 0.0065$ 4-D13-@ 90 ($F_y = 8000 \text{ kgf/cm}^2$)

全ての方法において、単独に設計された柱、はり断面は接合部の設計によって変更せざるを得ないことがわかる。設計法によって断面、補強筋量はすべて異なっており、特にNZコードの設計が最も厳しい結果となっている。接合部の設計法は部材設計において最も影響の大きい部分であるにも拘わらず、いまだ合理的な設計法が確立されるには到っていない。特にその変形性能については今後の大きな課題である。

2. 6 まとめ

高層RC造設計の現状を、日本建築センターの評定物件の各種データから検討するとともに、モデル建物において地震応答解析および部材設計についてケーススタディーを行い、それぞれの問題点について述べた。以下にそのまとめを示す。

(1) 高層RC造は構造形式がほとんど変わりのない純ラーメン架構で柱支配面積、スパンもほぼ一定している。

(2) 高層の鉄骨造等と比べて、高層RC造は地震応答解析結果では設計が決まらず、安全側に設定された設計用せん断力とその1.5倍の保有耐力を確認する終局強度設計により決定する。

(3) モデル建物の弾塑性解析による終局状態は、中間階で全層の1/2程度に梁降伏ヒンジの発生したメカニズムが形成され、層間変形角で1/100を超える変形となるが、その他の階では1部に梁端ヒンジが形成されるにとどまり、1階では引張側の隅柱にヒンジが発生するがその他の柱では降伏ヒンジに達しない。即ち、骨組の終局は中間階の変形制限により決定される。

(4) モデル建物において部材剛性、強度のバラツキに基づく復元力特性の変動が地震応答結果に与える影響は大きく、平均的に見ても応答値は0.7~1.4倍に変動する。

(5) (4)に同じくモデル建物において履歴法則が劣化型から逆S字型に変化した場合の地震応答解析のケーススタディーでは平均的には1.3倍に応答が増加した。

(6) (4),(5)の地震応答解析の変動を考えると応答結果に忠実な設計を行った場合は各部材は特に変形性能上の余裕を持つよう設計しなければならない。

(7) RC造柱、はりの曲げヒンジ域の設計方法はせん断強度に余力を与える考え方と横拘束筋量をせん断とは別に設計する方法がある。モデル建物での部材設計のケーススタディーでは、各設計法により横補強筋量は大きく変わり、ヒンジ域の変形能力を与える設計法は確立されているとは言えない。

(8) 接合部の設計は、特に設計法による違いが大きい。また、いずれの設計法に拠っても、柱、はりの部材断面は接合部の設計によって決定される。

(9) 横補強筋に高強度鉄筋を使用することで鉄筋量が削減でき、過密配筋を防ぐとともに部材断面を縮小することができる。

3.1 概要

高層RC造においては、梁の塑性変形によるエネルギー吸収能が重要な耐震設計上の課題である。曲げ降伏後の塑性変形能を高めるためには、繰返し変形を受けるヒンジ発生域においてコンクリートの曲げ圧縮靱性を高める、圧縮主筋の座屈を防ぐ、せん断力を伝達するトラス機構の圧縮束コンクリートを劣化させない等の方策が求められる。

せん断補強筋は、本来トラス機構によるせん断力伝達の引張材として存在するが、同時に、コンクリートを拘束して圧縮靱性を高める横拘束効果が期待される。このせん断補強効果と横拘束効果のふたつの効果をそれぞれ分離して評価し設計することは未だ困難な状況であり、せん断設計の立場で評価しながら間接的に横拘束効果による変形能力を与える手法が取られている。

従来、せん断補強筋の設計は、所謂荒川式（参考文献6）により、部材のせん断耐力を評価して行われてきた。そして変形能力を必要とする際にはせん断耐力を曲げ降伏時せん断力にたいして1.1～1.3倍の安全率が得られるよう補強筋量を増す立場で設計されてきた。しかし、この評価方法は、荒川式自体がコンクリート強度も低く、補強筋量も比較的少ない範囲で得られた実験式であること、また変形能とせん断耐力の安全率の相関は比較的低く、バラツキの大きい評価法であることが問題であった。

一方、高強度のせん断補強筋は第1章でも触れたように六車等の研究（参考文献1）により横拘束効果が大きくコンクリートの圧縮靱性を高めるのに有効であることが見いだされている。せん断補強筋として使用した場合は、斜ひびわれが入っても補強筋が降伏して大きな伸びを生じるようなことがなく弾性状態でコンクリートを拘束することができるため、曲げせん断部材の変形能力を高めるには有効であると考えられる。福原等の研究（参考文献2）はこの高強度せん断補強筋を用いて、せん断耐力の評価を中心に研究がなされてきた。

1990年に建築学会から発刊された「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」（参考文献5）（以下指針と略称する。）では、せん断設計法において塑性理論に基づくアーチ機構とトラス機構によりせん断耐力評価式が提案された。このなかでは必要な限界塑性回転角を与えるために、コンクリートの有効係数 η 、およびトラス機構の圧縮束角度を変化させてせん断強度を評価する方法が取られ、始めて変形性能に応じてせん断補強筋を設計する手法が提示された。

本章は、梁の変形能力に与える高強度せん断補強筋（降伏強度 $8,000\text{kgf/cm}^2$ ）の効果を評価するために行った3シリーズの実験について述べたものであり、限界変形角の評価法および効果的なせん断補強のあり方について研究したものである。

3. 2 実験シリーズ (1)

3. 2. 1 目的

高強度せん断補強筋が曲げ降伏先行型梁の変形性能を改善する効果を確認し、その配筋方法の知見を得るための基本実験として以下を確認する目的で実験を計画した。

- 高強度筋を材端部に集中補強した時の変形性能に与える効果
- 高強度筋末端部の加工形状がその効果に与える影響
- 材端部にたいし中央部の補強筋量を減じた場合の影響
- 高引張鉄筋比の梁の変形性能に与える補強筋量の効果

3. 2. 2 試験体

図-3.2.1に試験体形状および配筋を示す。試験体の一覧を表-3.2.1に示す。試験体数は5体である。断面形状はすべて同一とし、 $B \times D = 25 \times 35\text{cm}$ 、長さ $L = 230\text{cm}$ 、せん断スパン比 $M/QD = 3.3$ とした。これは実建造物の約1/2スケールを選んだものである。各試験体のせん断設計は下式に示す大野、荒川min式 (参考文献 6)) で行い、梁曲げ降伏先行型に計画した。

$$Q_{su} \geq Q_{mu} + Q_0 \quad Q_{su} = \left\{ \frac{0.092\kappa_u \cdot 0.82P_t^{0.23} (F_c + 180)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 2.7\sqrt{P_w \sigma_y} \right\} b \times j \quad (3.2.1)$$

Q_{su} : せん断強度 Q_{mu} : 曲げ降伏時せん断力 Q_0 : 鉛直荷重せん断力
 κ_u : 断面寸法補正係数 P_t : 引張鉄筋比(%) F_c : コンクリート設計基準強度
 M/Qd : せん断スパン比 P_w : せん断補強筋比 σ_y : 補強筋降伏強度
 b : 梁幅 j : 応力中心間距離

試験体N1は一般的な梁の引張鉄筋比 $P_t = 1.64\%$ をもつ試験体で材端部は6-D16、中央部は4-D16のトップ筋形式の主筋とした。せん断補強は降伏強度 $\sigma_y = 3,830\text{kg/cm}^2$ の普通強度筋で(3.2.1)式で補強量 $(7.4\phi - @100\text{mm} (P_w = 0.32\%))$ を決定した。補強筋の加工形状は一般に行われている135度フックのCタイプとした。

試験体N2,H1,H2,H3は高層の建物を対象としてモデル化し、高引張鉄筋比 $P_t = 2.37\%$ とした。材端部は6-D19、中央部は4-D19のトップ筋形式である。

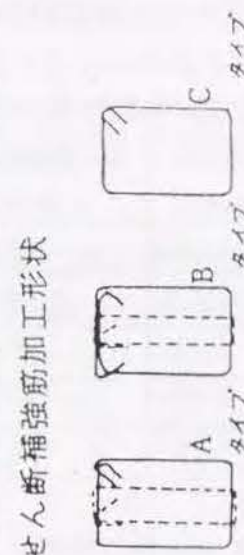
試験体N2は普通強度筋 $7.4\phi - @55\text{mm} (P_w = 1.16\%)$ でAタイプのせん断補強をした。これは135度フックで中子筋を含めて4本セットである。(3.2.1)式で補強量を決定した。

試験体H1は材端部2Dの範囲だけを高強度筋 $\sigma_y = 8,200\text{kg/cm}^2$ を使用してせん断補強し、拘束力を高めた。補強筋量、加工形状はすべて試験体N2に同じである。

試験体H2は材端部1Dの範囲だけを高強度筋で補強する。補強筋量は試験体N2に同じである。但し加工形状をBタイプとした。Bタイプとは外周の補強筋が梁上面で2重になり、補強筋末端のすべりを防止するよう意図したものである。また中央部のせん断補強をN2,H1に比べ2/3に低減して、普通強度筋 $7.4\phi - @80.5\text{mm} (P_w = 0.80\%)$ で、鉄筋加工形状はAタイプとした。H3は材端部1Dを高強度筋で補強した。補強量は(3.2.1)式で $\sigma_y = 6,000\text{kg/cm}^2$ として算定した($P_w = 0.61\%$ 、 $7.4\phi - @104.5\text{mm}$)。中央部は同じ補強筋量で普通強度筋で補強した。なお、トップ筋の長さは付着長さを満たすように材端からD-16は850mm、D-19は950mmの長さとした。

表-3.2.1 試験体一覧

| 名称 | 主筋 | 配筋 (mm) | | Pw (%) | | 材種 | | 加工形状 | |
|----|-------|----------|-------|--------|------|----|----|------|----|
| | | 端部 | 中央 | 端部 | 中央 | 端部 | 中央 | 端部 | 中央 |
| N1 | 6-D16 | 2-@100 | 4-D16 | 0.32 | | N | | C | |
| N2 | 6-D19 | 4-@55 | 4-D19 | 1.16 | | N | | A | |
| H1 | 6-D19 | 4-@55 | 4-D19 | 1.16 | | H | | A | |
| H2 | 6-D19 | 4-@55 | 4-D19 | 1.16 | 0.80 | H | | B | A |
| H3 | 6-D19 | 4-@104.5 | 4-D19 | 0.61 | 0.61 | H | | B | A |



せん断補強筋加工形状

せん断補強筋材種
 N 普通強度鉄筋
 H 高強度鉄筋

直径 7.25 mm
 断面積 40 mm²

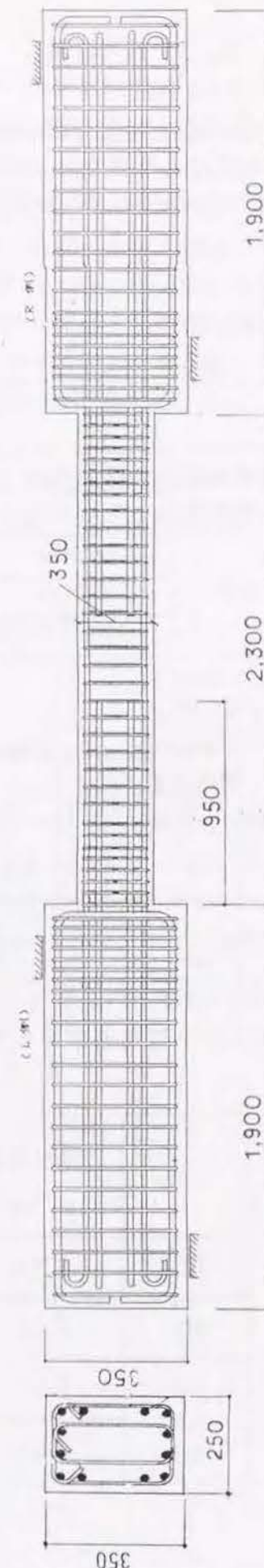


図-3.2.1 試験体の形状寸法および配筋

3. 2. 3 使用材料

表-3.2.2 に使用材料の一覧を示す。せん断補強筋 7.4 ϕ は熱処理により、普通鉄筋並として 3,830 kg/cm²、高強度筋として 8,200 kg/cm² の降伏強度を得たものであり、0.2% オフセット法により求めた。主筋は SD345 を使用した。コンクリートは試験体 N1、H1 のグループとその他のグループの 2 バッチで打設した。

表-3. 2. 2 使用材料

鋼材の力学的性質

| 呼 称 | | 降伏強度 kg/cm ² | 引張強度 kg/cm ² | 弾性係数 $\times 10^5$ kg/cm ² | 伸び % |
|------------|----------|----------------------------|----------------------------|--|---------|
| せん断 補強筋 | 高強度 | 8,200 | 9,080 | 2.14 | 17.5 |
| | 普通強度 | 3,830 | 5,960 | 2.09 | 31.3 |
| 主筋 | D16(N1) | 3,920 | 5,963 | 1.84 | 19.0 |
| | D19(H1) | 3,833 | 5,710 | 2.09 | 19.7 |
| | D19(その他) | 3,717 | 5,837 | 1.87 | 18.0 |

コンクリートの調合

| | 粗骨材の 最大寸法 (mm) | 水セメント比 (%) | 細骨材率 (%) | 単位水量 (ka/m ³) | セメント量 (ka/m ³) | 細骨材 (ka/m ³) | 粗骨材 (ka/m ³) | 混和剤 (ka/m ³) | スラフ (cm) | 空気量 (%) |
|------|----------------------|---------------|-------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------|------------|
| NO.1 | 15 | 57 | 48 | 199 | 349 | 808 | 900 | 0.698 | 19.0 | 5.1 |
| NO.2 | 15 | 55 | 48 | 200 | 364 | 801 | 894 | 0.728 | 19.0 | 4.9 |

NO.1 は N1, H1 の調合 NO.2 は N2, H2, H3 の調合 混和剤は AE 減水剤
セメントは普通ポルトランドセメント 室木産海砂、家島産砕石使用

コンクリートの力学特性

| | 弾性係数 ($\times 10^4$ ka/cm ²) | 圧縮強度 (ka/cm ²) | 圧縮強度時歪 ($\times 10^{-3}$) | 引張強度 (ka/cm ²) |
|----------|--|-------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| N1 | 1.96 | 347 | 3.41 | 18.4 |
| H1 | 2.21 | 339 | 2.77 | 19.1 |
| N2 | 2.01 | 314 | 2.97 | 23.0 |
| H2 H3 | 2.04 | 319 | 3.01 | 20.4 |

3. 2. 4 実験方法

1) 荷重方法

図-3.2.2 に荷重装置の全景を示す。荷重は 4 台のジャッキによる大野式加力法にて逆対称正負交番繰返し荷重を行った。制御は左右の梁端の回転角がほぼ同一になるように変形制御で行った。荷重履歴は図-3.2.3 に示す。降伏部材角 R_y を第 1 サイクルの正方向で設定し、以後 2 R_y 、3 R_y で 1 回、4 R_y で 5 回、5 R_y で 1 回、6 R_y で 5 回、8 R_y 、10 R_y で 1 回の繰返しを行い、その後、正方向の単調荷重で最終に至らせた。 R_y の設定はせん断力 Q_b と部材角 R の関係で顕著な剛性低下を示し始める時点で、かつ梁端主筋の歪が降伏歪を大幅に超えない時点とした。結果的には N1 の試験体で $R_y = 7.0 \times 10^{-3}$ rad. を決め、以後の試験体もほぼ同様の傾向を示したため、全てにおいて $R_y = 7.0 \times 10^{-3}$ rad. とした。

2) 測定方法

変位量は図-3.2.2 に示す変位形により部材角、材端 1 D (D: 梁成) の範囲の曲げ回転角、およびせん断変形角を求めた。鉄筋の歪は両材端部の各主筋、および両材端部 1.5D の範囲のせん断補強筋について求めた。

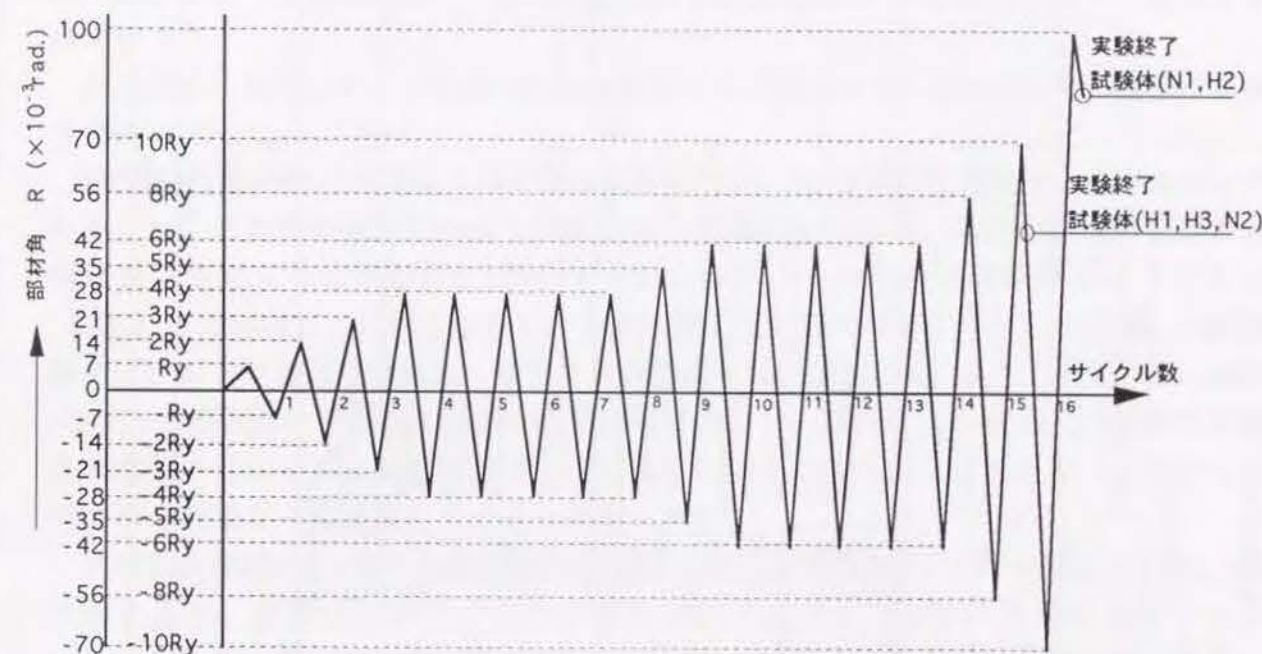


図-3. 2. 3 荷重履歴

表-3. 2. 3 計算値および実験値の定義

計算値の算定式

- ・ 曲げひび割れ時せん断力
 $Q_{cr} = 2M_{cr}/L$ $M_{cr} = 1.8\sqrt{f_c} \cdot Z_e$
- ・ 曲げ降伏時せん断力
 $Q_{mu} = 2M_{mu}/L$ M_{mu} : e 関数法による曲げ耐力
- ・ せん断強度 文献 6) による。
 荒川 min 式 $Q_{su1} = \{ [0.092K_u \cdot K_p(\sigma_B + 180)] / (M/Q_d + 0.12) + 2.7\sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} \} b \cdot j$
 $1 \leq M/Q_d \leq 3.0$ $K_p = 0.82P_t^{0.82}$ K_u : 断面寸法による補正係数
 P_t : 引張鉄筋比(%) σ_B : コンクリート強度
 σ_{wy} : せん断補強筋降伏強度 M/Q_d : せん断スパン比 P_w : せん断補強筋比
 中央部せん断強度: Q_{su1c} 上式に中央部のせん断補強筋を用いて算定する
- 指針式 文献 5) によるせん断強度で塑性回転角を考えない場合
 $Q_{su2} = b \cdot j \cdot P_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2$
 $\nu = 0.7 - \sigma_B / 200$ 但し $\sigma_B \geq 700 \text{ kg/cm}^2$ では $\nu = 245 / \sigma_B$
 中央部せん断強度: Q_{su2c} 文献 5) によるヒンジ域外のせん断強度
 (β は R_p を実験値の塑性回転角として算定する。)
- ・ 付着強度 $\tau_{bu} = (0.4b_i + 0.5)\sqrt{\sigma_B + 50A_w\sqrt{\sigma_B}} / (S \cdot d_b)$ (文献 5) による。
 $b_i = (2\sqrt{2dc - db}) / db$
- ・ 付着応力 $\tau_t = 2\sigma_y \cdot db / (4(L - d))$
 σ_y : 主筋降伏強度 db : 鉄筋径 L : 内法スパン d : 梁有効成
- ・ 初期剛性 $K_e = L^3 / \{ (L^3 / (12E \cdot I_e) + \kappa L' / GA) \}$
 $L' = L + 2(D/4)$ $\kappa = 1.2$ $G = E/2(1 + \nu)$ $\nu = 1/6$ A : コンクリート断面積
 D : 梁成 E : コンクリート弾性係数 I_e : 鉄筋を考慮した断面 2 次モーメント
- ・ 降伏時剛性低下率 文献 7) による
 $a/D \leq 2$ の時
 $\alpha_y = (-0.0836 + 0.159a/d + 0.169N/(BD\sigma_B))(d/D)^2$
 $a/D > 2$ の時
 $\alpha_y = [0.043 + 1.64nPt + 0.043 a/D + 0.325 N/(BD\sigma_B)] (d/D)^2$
- ・ 降伏時剛性 $K_y = K_{e0} \cdot \alpha_y$
 $K_{e0} = 12EI_c / L^3$ I_c : コンクリート断面のみの断面 2 次モーメント
- ・ 降伏時変形角 $R_y = (2M_{mu} / L) / K_y$
- ・ 限界塑性変形角 R_p
 文献 5) によるせん断強度式と試験体の $P_w \sigma_{wy}$ から逆算した R_p
 但し、 $\sigma_B \geq 700 \text{ kg/cm}^2$ では $\nu = 245 / \sigma_B$ とする。
- ・ 限界変形角 $R_u = R_y + R_p$

実験値の定義

- ・ 降伏時剛性: K_y 文献 8) による Q_y 点通過剛性にもとづいた方法
- ・ 降伏時剛性低下率: α_y $\alpha_y = K_y / K_{e0}$ $K_{e0} = 12EI_c / L^3$
- ・ 限界変形角 繰返し 1 回目の所定変形角で最大せん断力 Q_{max} の 80% を維持した最大の変形角
- ・ 破壊モード
 F : 曲げ破壊
 $F B$: 曲げ降伏後付着破壊
 $F S$: 曲げ降伏後せん断破壊

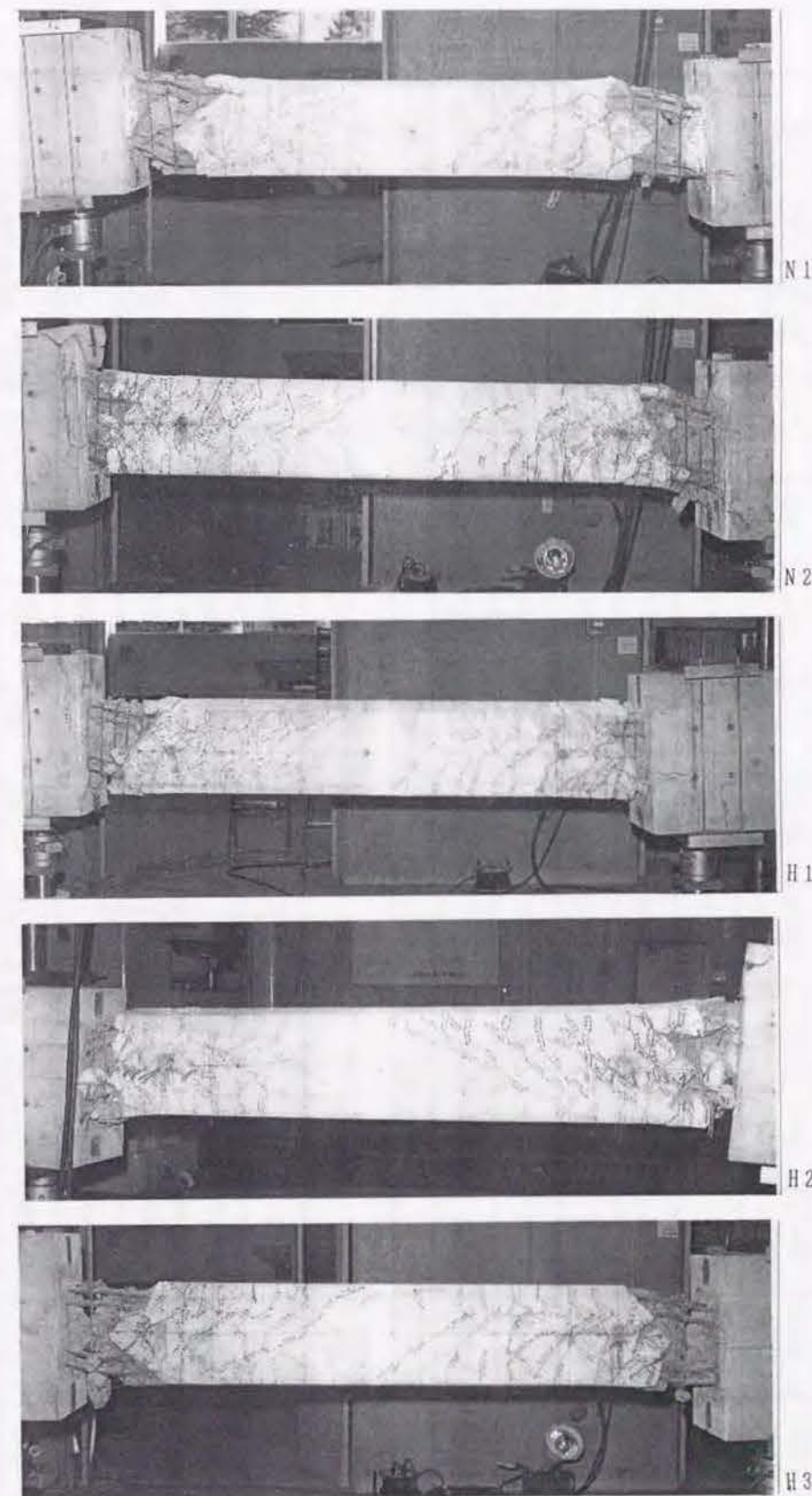


写真-3. 2. 1 最終状況

表-3.2.3 試験体強度剛性計算値および実験値

| 試験体 | 計算値 | | | | | | | | | | | | | 実験値 | | | | | | | | | | | | |
|-----|-------------|--------------|--------------|--------------|--------------------|-----------------|---------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|
| | Qcr (tf) | Qmu (tf) | Qsu1 (tf) | Qsu2 (tf) | Qsu1c (tf) | Qsu2c (tf) | τ_{bu} (kgf/cm ²) | τ (kgf/cm ²) | K_e ($\times 10^3$ tf/rad) | K_y ($\times 10^3$ tf/rad) | α_y | Ry ($\times 10^{-3}$ rad) | Rp ($\times 10^{-3}$ rad) | Ru ($\times 10^{-3}$ rad) | | | | | | | | | | | | |
| N1 | 2.8 | 11.5 | 12.0 | 19.4 | 11.95 | 18.79 | 30.14 | 15.60 | 5.43 | 0.84 | 0.151 | 13.62 | 15.30 | 28.92 | | | | | | | | | | | | |
| N2 | 3.3 | 15.2 | 17.5 | 46.0 | 17.51 | 26.50 | 28.34 | 17.80 | 5.72 | 0.83 | 0.155 | 18.36 | 46.60 | 64.96 | | | | | | | | | | | | |
| H1 | 3.4 | 15.7 | 23.2 | 55.3 | 17.80 | 26.27 | 29.44 | 18.30 | 5.87 | 0.86 | 0.154 | 18.27 | 46.30 | 64.57 | | | | | | | | | | | | |
| H2 | 3.3 | 15.2 | 22.9 | 52.5 | 15.48 | 15.09 | 25.75 | 17.80 | 5.72 | 0.83 | 0.155 | 18.36 | 46.60 | 64.96 | | | | | | | | | | | | |
| H3 | 3.3 | 15.2 | 18.2 | 47.3 | 14.29 | 23.31 | 24.47 | 17.80 | 5.72 | 0.83 | 0.155 | 18.36 | 46.60 | 64.96 | | | | | | | | | | | | |
| 実験値 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 試験体 | Qcr (tf) | Qmax (tf) | heq | 破壊 モード | τ_{bu} : 付着強度 | τ_r : 付着応力 | K_e : 初期剛性 | K_y : 降伏時剛性 | α_y : 降伏時剛性低下率 | Ry: 降伏時部材角 | Ru: 限界変形角 | Qmax: 実験最大強度 | heq: 等価粘性減衰定数 | | | | | | | | | | | | | |
| N1 | 1.25 | 12.3 | 0.230 | FS | | | | | | 1.5 | 0.269 | | | 28.0 | | | | | | | | | | | | |
| N2 | 2.00 | 17.9 | 0.235 | FS | | | | | | 2.0 | 0.374 | | | 43.0 | | | | | | | | | | | | |
| H1 | 1.25 | 17.6 | 0.240 | FS | | | | | | 2.0 | 0.359 | | | 43.5 | | | | | | | | | | | | |
| H2 | 1.50 | 18.4 | 0.230 | FS | | | | | | 2.0 | 0.374 | | | 56.0 | | | | | | | | | | | | |
| H3 | 1.50 | 17.4 | 0.220 | FS | | | | | | 2.0 | 0.374 | | | 42.0 | | | | | | | | | | | | |

Qcr: 曲げひび割れ時せん断力
Qmu: 曲げ強度時せん断力
Qsu: せん断強度
Qsu1: 荒川min式材端部せん断強度
Qsu2: 指針式材端部せん断強度
(Rp=0)

Qsu1c: 荒川min式中央部せん断強度
Qsu2c: 指針式ヒンジ域外せん断強度

Qmax: 実験最大強度
heq: 等価粘性減衰定数

Qcr: 曲げひび割れ時せん断力
 Qmu: 曲げ強度時せん断力
 Qsu: せん断強度
 Qsu1: 荒川min式材端部せん断強度
 Qsu2: 指針式材端部せん断強度
 (Rp=0)

τ_{bu} : 付着強度
 τ_f : 付着応力
 K_e : 初期剛性
 K_y : 降伏時剛性
 α_y : 降伏時剛性低下率
 Qsu1c: 荒川min式中央部せん断強度
 Qsu2c: 指針式ヒンジ域外せん断強度

Ry: 降伏時材角
 Ru: 限界変形角
 Qmax: 実験最大強度
 heq: 等価粘性減衰定数

2) 荷重 (Qb) - 部材角 (R) 関係

各試験体の荷重 (Qb) - 部材角 (R) 関係を図-3.2.4に示す。また、各サイクル時の最大変形時のせん断力を図-3.2.5に示す。

曲げ強度時のせん断力に対してせん断強度の余裕が最も少ない試験体N1は4Ryの2サイクル目よりの定変位繰返しにより耐力低下を起こした。材端部の補強筋強度だけが違う試験体H1とN2は10Ryまでほとんど差異は見られず、共に6Ryの2サイクル目以降の繰返しにより耐力低下を生じた。これは試験体H1の材端部補強筋末端部 (Aタイプ) がすべり、高強度筋の効果を発揮しなかったことによると考えられる。材端部に高強度筋を使った試験体H1、H2、H3の比較では、6Ryの1サイクル目まではほとんど同じであったが、それ以降、補強量の最も少ない試験体H3が急激に耐力低下し、次いでH1が、H2は最も緩やかな低下であった。限界変形Ruを最大荷重Qmaxの80%を維持した繰返し1回目の最大変形と定義すると、試験体N1は4Ry ($Ru=28 \times 10^{-3}$ rad.)、試験体N2、H1、H3はそれぞれ6Ry ($Ru=42 \times 10^{-3}$ rad.)、試験体H2は8Ry ($Ru=56 \times 10^{-3}$ rad.) となった。

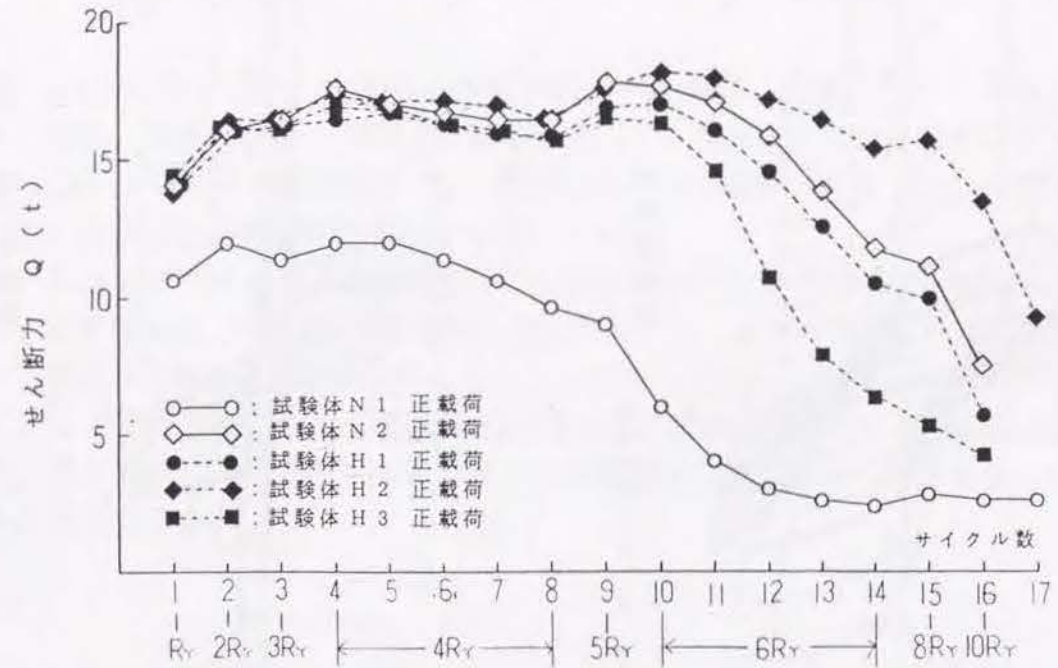


図-3.2.5 各サイクル時の最大変形時せん断力

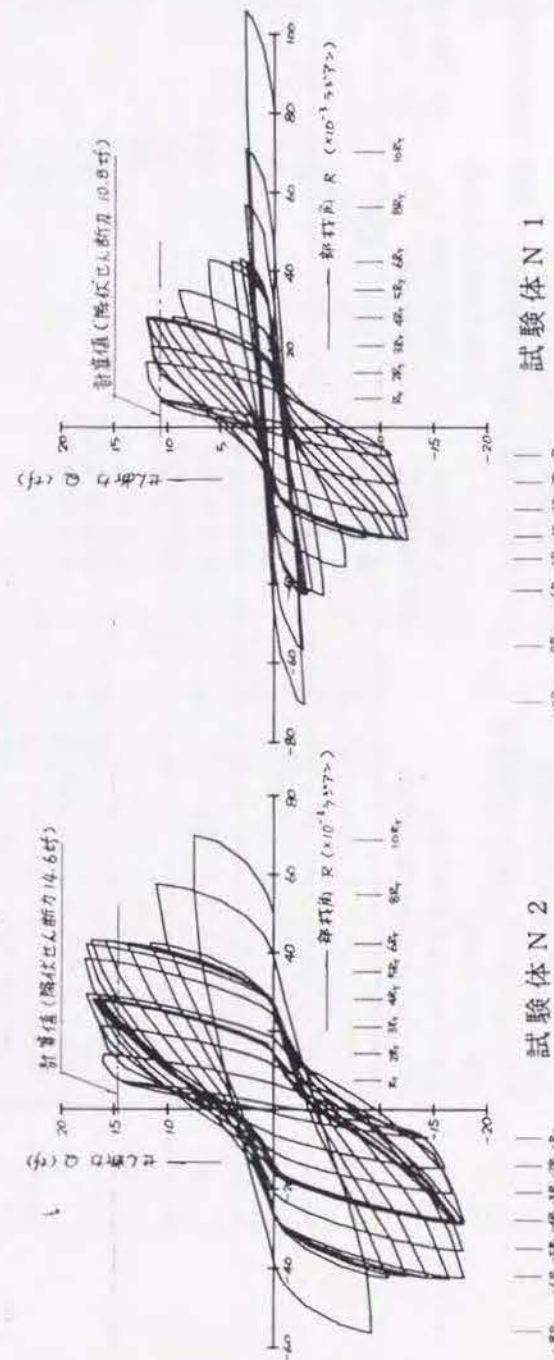
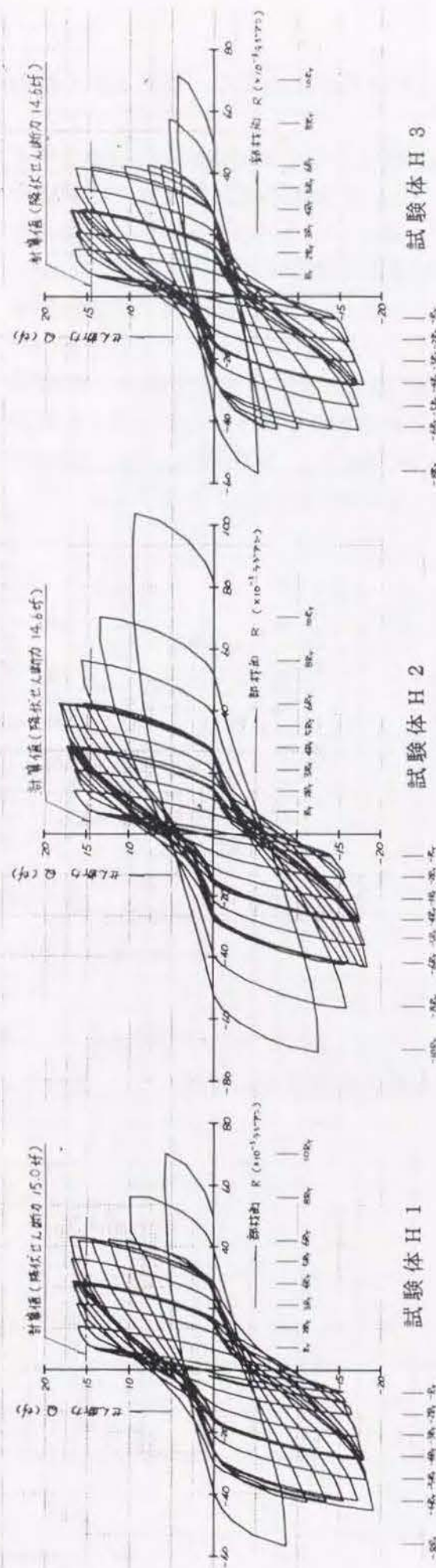


図-3.2.4 荷重 (Q_b)-部材角 (R) 関係

3) 梁端部の変形性状

材端部 1D の範囲で測定した材端たわみと曲げ回転角から端部の曲率分布を一定と仮定して曲げ変形成分とせん断変形成分を分離する。

図-3.2.6 A-図に示す様に、梁端部における A 点のたわみ量 δ_T より、梁端部の全体回転角 θ' を (1) 式のように定義する。また、梁端部の全体回転角 θ' を曲げ変形 θ_B とせん断変形 γ との和 (2) 式で表す。

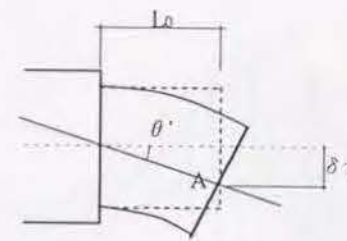
$$\theta' = \delta_T / L_0 \quad (1) \quad \theta' = \theta_B + \gamma \quad (2)$$

図-3.2.6 B-図に曲げ変形のみ生じている状態を示す。梁端部付け根より A 点まで曲率 ϕ は一定と仮定すると、曲げ変形 θ_B と曲げ回転角 θ との関係は (3) 式となる。よって、(2) 式よりせん断変形 γ は (4) 式となる。

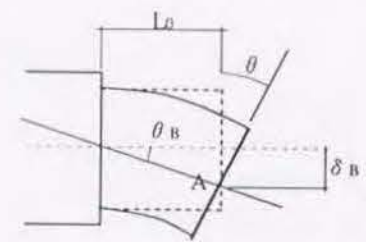
$$\begin{aligned} \theta &= \phi \times L_0 \\ \theta_B &= \theta / 2 \end{aligned} \quad (3) \quad \begin{aligned} \theta_B &= \delta_B / L_0 = (\phi \times L_0) / 2 \\ \gamma &= \theta' - \theta_B \end{aligned} \quad (4)$$

図-3.2.7 に荷重 (Q_b) - 梁端全体回転角 (θ') 関係、荷重 (Q_b) - 梁端曲げ回転角 (θ) 関係、荷重 (Q_b) - 梁端せん断変形角 (γ) 関係の代表例を示す。各試験体共、荷重 (Q_b) - 梁端せん断変形角 (γ) 関係はスリップ型を、荷重 (Q_b) - 梁端曲げ回転角 (θ) 関係は紡錘型の履歴特性を示している。

図-3.2.8 に各サイクルの上限変形時の全体回転角 (θ') およびせん断変形角 (γ) を示す。各試験体共、4R_y までは部材角の増加と共に θ' 、 γ 共に増加する。試験体 N1 は 4R_y の一定部材角の繰返しにおいても θ' 、 γ は増加しており、その他は 6R_y の繰返しにおいて θ' 、 γ が増加する。ただし試験体 H2 は最もその増加は小さく、6R_y 以降で急速に増加した。繰返しによる急速な変形の増大は材端部での斜圧縮束のコンクリートの劣化によると推定できる。



A-図 全体変形



B-図 曲げ変形

図-3.2.6 各変形成分の計算法

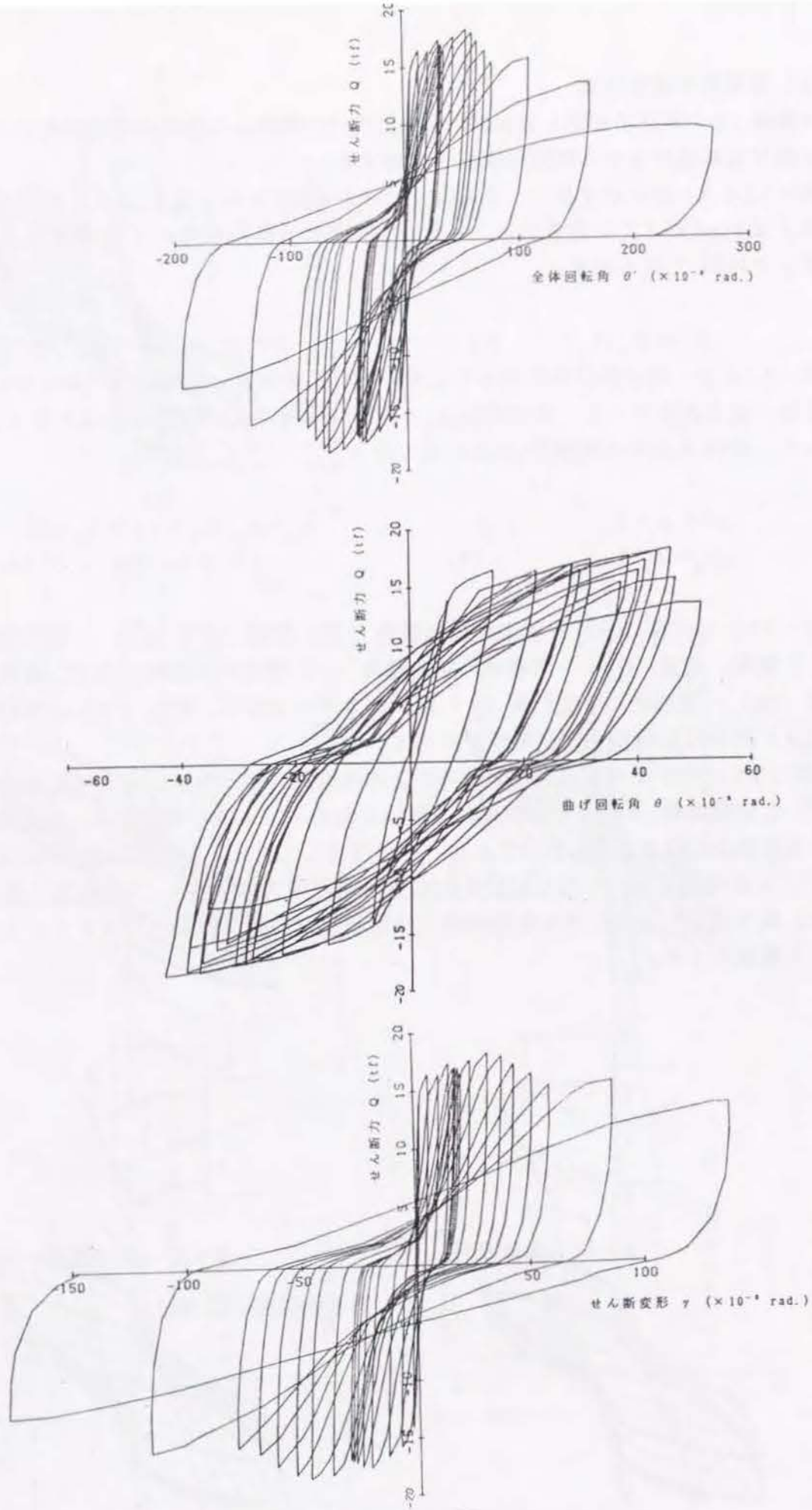


図-3.2.7 $Q-\theta'$ 、 θ 、 γ 関係(試験体 H 2)

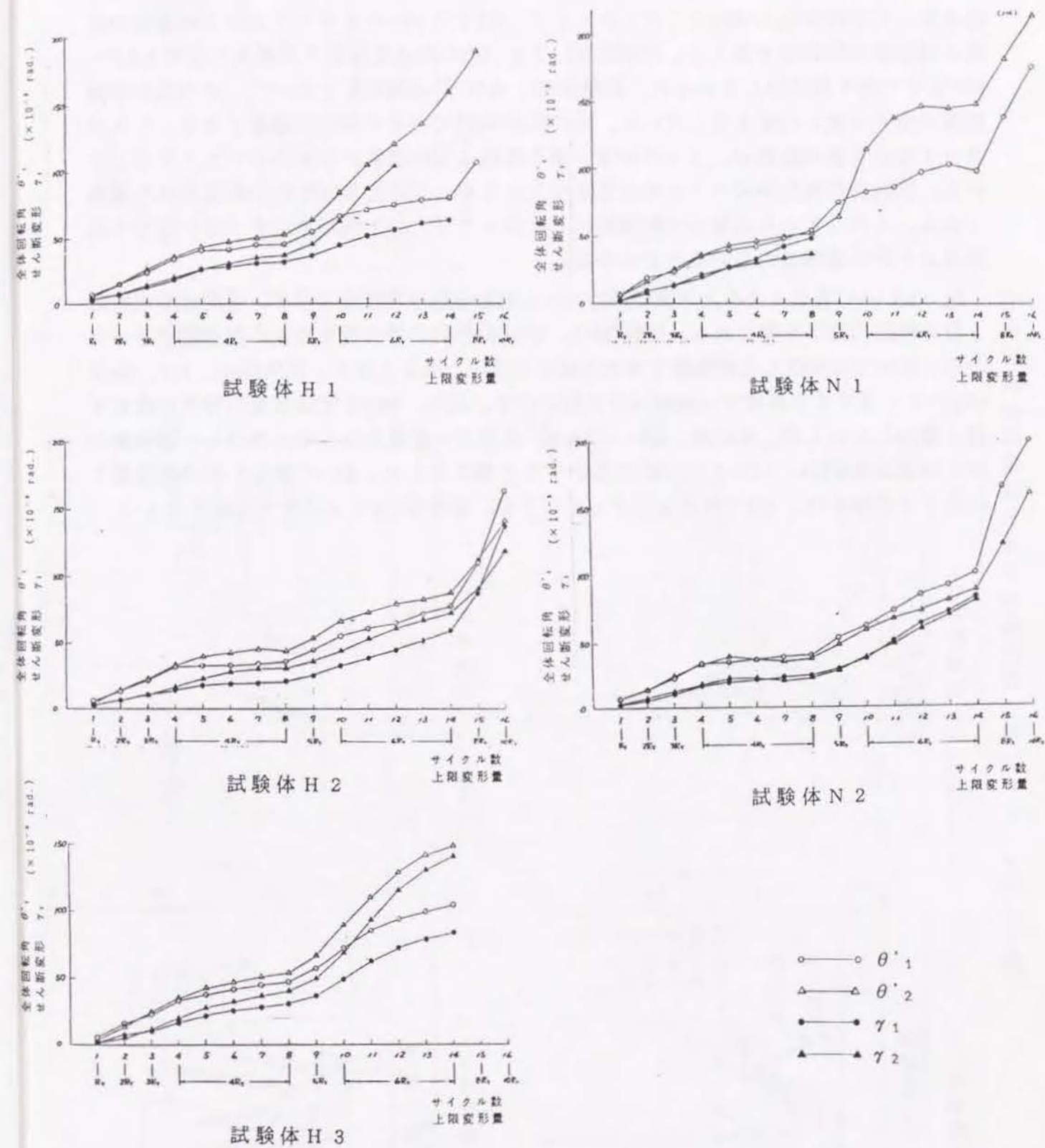


図-3.2.8 サイクル上限変形時の θ' 、 γ

4) セン断補強筋の歪性状

図-3.2.9に各サイクル上限変形時の外部せん断補強筋の歪度分布を示す。普通強度鉄筋を使った試験体N1は4Ryの1サイクル目で、N2では6Ryの3サイクル目で材端部の局所の補強筋で降伏歪を超えた。試験体H1、H2、H3の高強度鉄筋では最大の歪でも 3.0×10^{-3} 以下であり降伏はしなかった。試験体H2、H3の外部補強筋を除いて、その他の補強筋歪は交互に大きい値を示している。特に試験体H1ではその傾向は顕著である。これはフックのある側の鉄筋が、フックのない側の鉄筋に比べ歪値が小さかったことを示している。試験体の製作時にフックの位置を交互になるように組み立てたため現われた現象である。このことから高強度の補強筋は一般的なフックの末端部ではすべりが生じその効果は十分に発揮されないことがわかる。

図-3.2.10に各サイクル上下限変形時のせん断補強筋平均歪度を示す。平均歪度は材端1Dの範囲内の平均値である。試験体N1、N2は局所的に降伏歪を超えた補強筋があったため、図中では降伏した補強筋を含めた場合と除いた場合を示す。試験体H1、H2、H3は6Ryの2～3サイクルまではほぼ同じ性状を示す。即ち、4Ryまでは荷重の増大に連れて歪も増加していくが、その後 $0.8 \sim 1.0 \times 10^{-3}$ 程度で一定値をたもつ。ただし、補強量の少ない試験体H3は $1.0 \sim 1.4 \times 10^{-3}$ 程度と大きな値を示した。6Ryの繰返しでの荷重低下に応じて試験体H1、H3では歪も低下していくが、試験体H2ではほぼ一定値をたもつ。

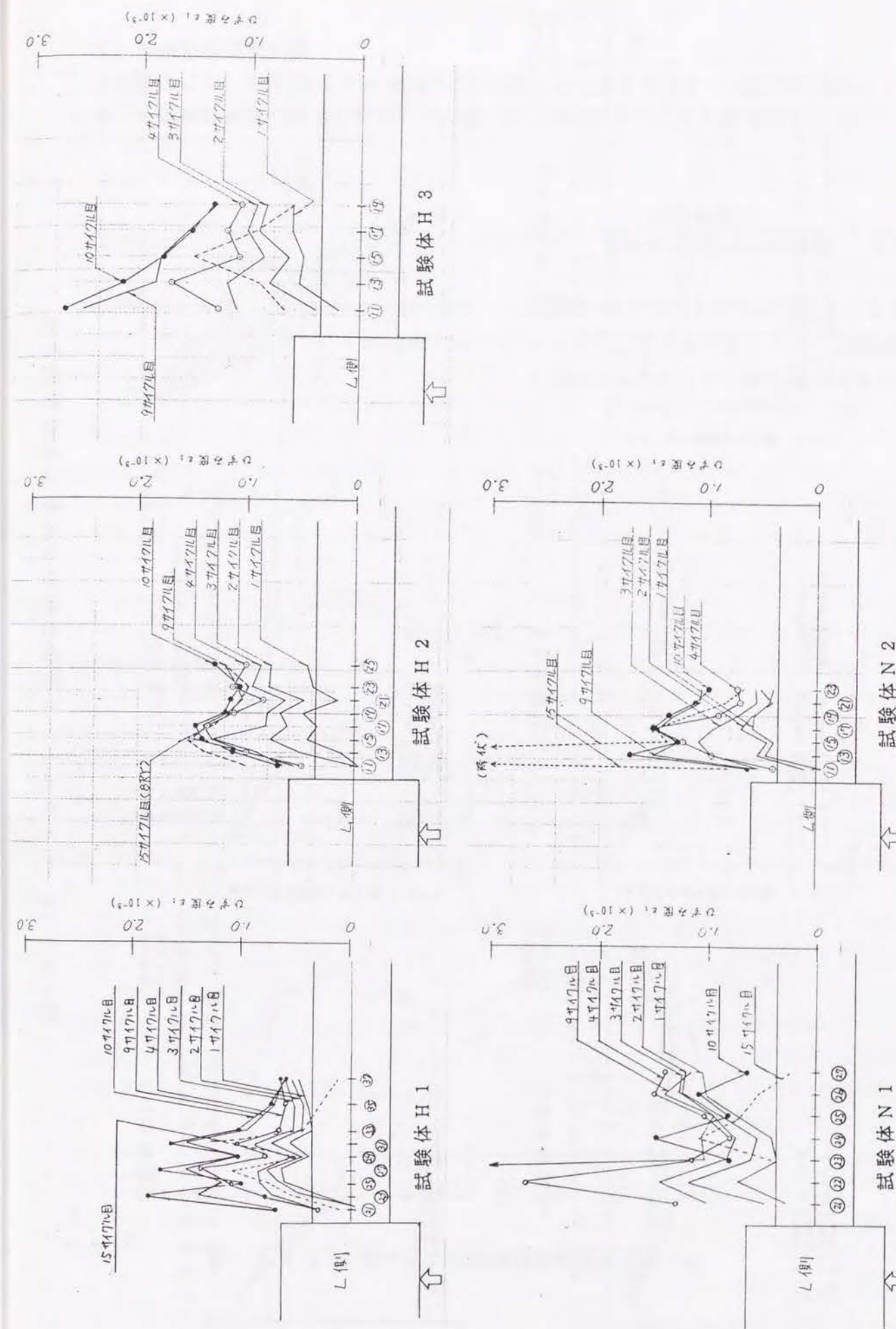
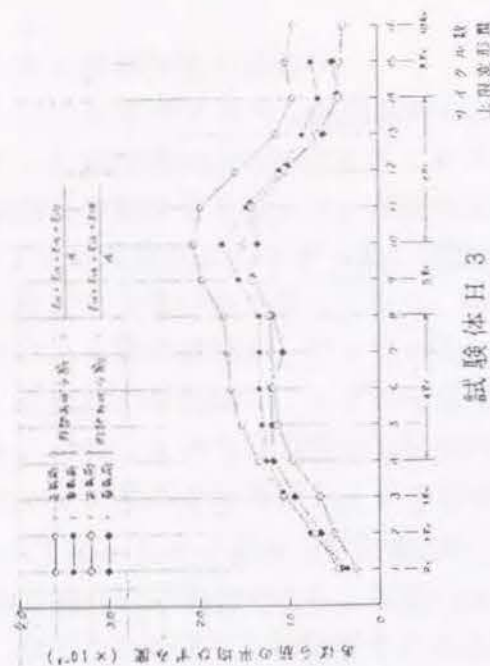


図-3.2.9 サイクル上限変形時のせん断補強筋歪度分布



3. 2. 6 実験結果のまとめ

曲げ降伏先行型梁で引張鉄筋量、せん断補強筋降伏強度、同補強筋材端部および中央部補強筋量、同補強筋末端部加工形状をパラメータとした逆対称正負繰返し載荷実験を行い、高強度せん断補強筋が梁の変形性能におよぼす効果を確認した。実験結果より以下の結論を得た。

(1) 各試験体とも繰返しにより材端部のコンクリートが劣化していく曲げ破壊型の破壊性状を示した。なお主筋位置に添った付着ひび割れの進展は見られなかった。限界変形角 R_u は最も補強筋量が少ない試験体N1で $R_u=28 \times 10^{-3}$ rad. (塑性率4)、補強筋量が最も多く、かつ末端部のすべりを防いだ試験体H2で $R_u=56 \times 10^{-3}$ rad. (塑性率8)、その他はすべて $R_u=42 \times 10^{-3}$ rad. (塑性率6)と変形能力の大きな性状を示した。また、損傷は材端部1Dに集中し、この範囲を曲げ降伏ヒンジと言える。

(2) 試験体H1,H2,H3の比較から、材端部1Dの範囲を集中的に補強すれば、中央部の補強筋を減じても変形能力は確保できる。付着破壊を防ぐことができれば中央部の補強筋量は、荒川min式のせん断強度を多少下回っても部材の強度、変形性能に影響は与えない。

(3) 高強度せん断補強筋の効果を十分に発揮するためには、その末端部形状が大事であり、試験体H1とH2の比較からは従来の135度フック加工は不適切である。試験体H2、H3で採用したダブル掛の様に末端部がすべらない形状とする必要がある。

(4) 試験体H2とN2を比較すると同量の補強筋量であっても材端部に高強度鉄筋を使用し $P_w \sigma_{wy}$ を増大させることで横拘束を増し変形能力を高めることができる。(塑性率を6から8に、限界変形角 R_u を 42×10^{-3} rad. から 56×10^{-3} rad.に増大することができる。)

(5) 試験体H3とN2を比較すると補強筋量 P_w を半分にしても材端部に高強度鉄筋を使用することで同程度の $P_w \sigma_{wy}$ を与えれば、ほぼ同じ変形能力を与えることができる。

(6) 高強度鉄筋の歪値 ϵ はどの試験体においても終局時まで $\epsilon=3.0 \times 10^{-3}$ を超えることはなかった。本実験の様な使用法の範囲内においては必要な鉄筋の降伏強度は $6,000 \text{ kg/cm}^2$ 程度で良い。鉄筋の降伏強度が小さいことは曲げ加工等も容易となり、その汎用性を高めることができる。

(7) 引張鉄筋比 P_t が2.37%と大きな梁においても端部を適切に補強することで十分な変形能力を与えることができる。

3. 3 実験シリーズ(2)

3. 3. 1 目的

実験(1)で確認した梁の曲げ降伏後の変形能力に対する高強度せん断補強筋による効果を、さらに定量的に把握するために本実験を計画した。実験目的は以下である。

○曲げ耐力を同一にして補強筋量 $P_w \sigma_{wy}$ およびコンクリート強度を徐々に増大させ、限界変形角の変化を検討する。

○短スパンはりと長スパンはりで同様の実験を行い M/Q_d の影響を検討する。

なお、実験シリーズ(1)から確認できた高強度筋の末端部加工形状による影響を考えて、全て、最も効果的と考えられるフラッシュバット溶接による閉鎖型とした。この溶接による閉鎖型は普通強度鉄筋(SD30)に従来使われていたが本研究で始めて高強度の鉄筋に使ったものである。

3. 3. 2 試験体

試験体は実物の1/3スケールとした。試験体の形状寸法、配筋を図-3.3.1に示す。試験体概要を表-3.3.1に示す。試験体No.1からNo.5は比較的短スパンの梁を考え、せん断スパン比を $M/Q_d=1.83$ 、引張鉄筋比を $P_t=1.59\%$ とし、曲げ降伏時せん断力を全て同一とした。試験体No.1からNo.3は同一のコンクリート強度 $\sigma_B=271 \text{ kgf/cm}^2$ で、せん断補強筋のみ変化させた。試験体No.1とNo.2は $P_w=0.323\%$ で降伏強度のみ変化させた。試験体No.1では普通強度の鉄筋で、学会指針によるせん断強度 Q_{su2} も曲げ降伏時強度 Q_{mu} を下まわっている。試験体No.2は高強度筋を使用して Q_{su2} が Q_{mu} を上回っている。試験体No.3は補強筋量を倍増して P_w を0.647%とした。試験体No.4はNo.3と同一補強量でコンクリート強度だけを増大し $\sigma_B=375 \text{ kgf/cm}^2$ とした。試験体No.5はNo.4と同一コンクリート、補強筋強度で、補強量を1.38倍とした($P_w=0.897\%$)。以上のように学会指針では曲げ降伏を保証できない試験体No.1より補強筋、コンクリート強度を徐々に増大し、変形能力の違いを確認するよう計画した。

試験体No.6からNo.11は高層RC造では一般的な梁のせん断スパン比として $M/Q_d=3.55$ とした。梁主筋は材端部のみを2段筋とし $P_t=2.49\%$ と、かなりの高引張鉄筋量とし、2段目の主筋は材端より950mmの位置でカットオフした。前記グループと同じく曲げ降伏時せん断力を全て同一とした。せん断補強は中央部と端部を変化させた。中央部のせん断補強量はすべて同一とし普通強度筋 $6\phi-@70\text{mm}$ $P_w=0.41\%$ とした。端部は1.5D(45cm)の範囲とした。前記短スパン梁のグループと同じく、試験体No.6では Q_{su2} と Q_{mu} がほぼ同じで、試験体No.7は高強度筋で補強し、試験体No.8は補強量を倍増し $P_w=0.809\%$ とした。以上はコンクリート強度を $\sigma_B=351 \text{ kgf/cm}^2$ とした。試験体No.9はNo.8と同じせん断補強でコンクリート強度を $\sigma_B=441 \text{ kgf/cm}^2$ とした。試験体No.10はさらに補強量を1.38倍に増加させ $P_w=1.121\%$ とした。以上の試験体ではせん断補強の間隔をすべて70mmとして主筋に対する補強間隔を同一とした。そのため試験体No.5、10では補強筋径を $6\text{mm}\phi$ から $10\text{mm}\phi$ に大きくして補強量を増大したが、外側鉄筋だけで中子筋はない。試験体No.11はNo.10とほぼ同じ補強筋量であるが $2-6\phi-@50\text{mm}$ として中子筋を配筋し、中子筋の有無による補強効果の違いをみようとした。しかし、試験体No.11はコンクリートバッチの予期せぬ変化のためコンクリート強度が $\sigma_B=206 \text{ kgf/cm}^2$ と非常に小さくなったため当初の計画とはくい違った試験体となった。

図-3.3.1 試験体の形状寸法および配筋

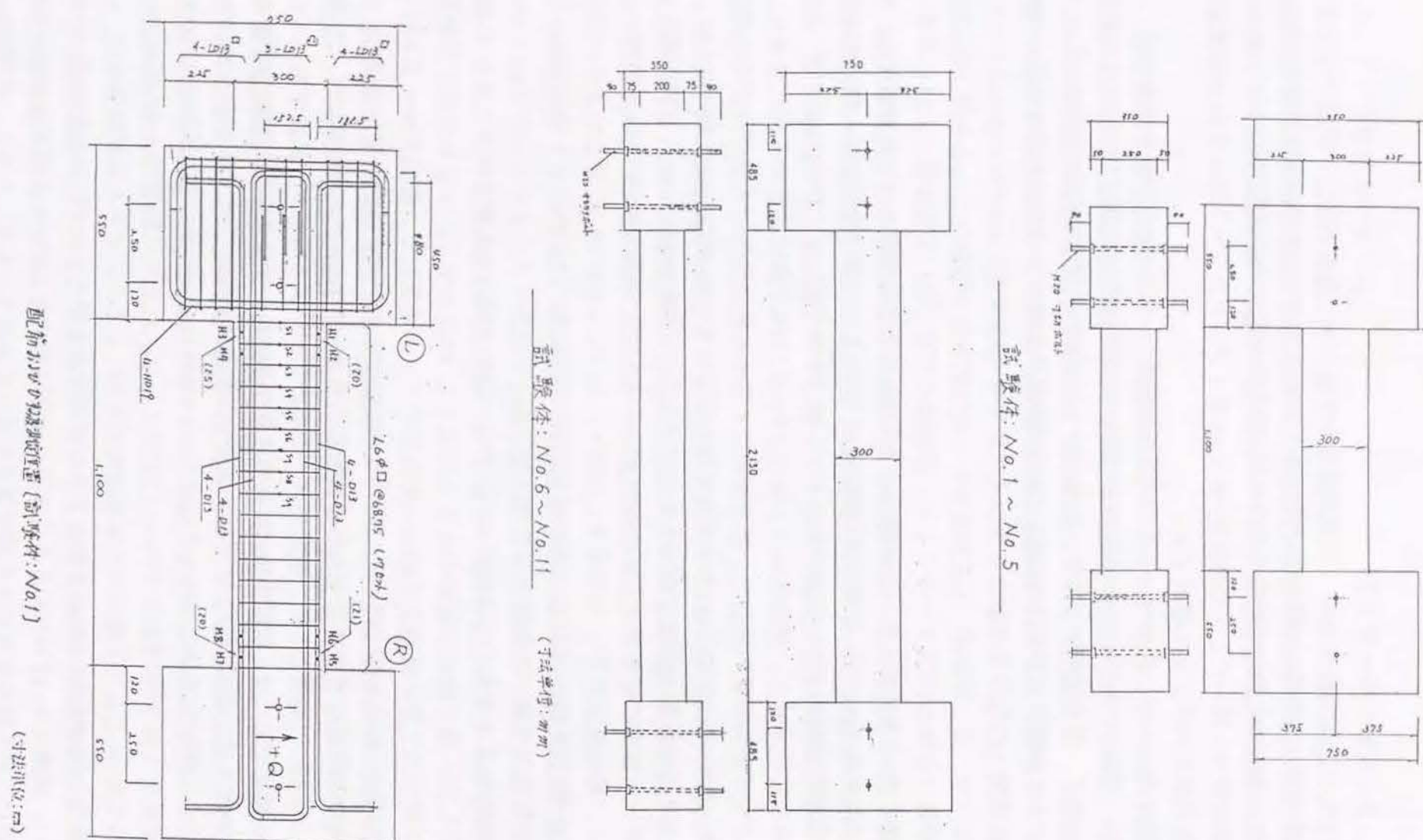


表-3.3.1 試験体一覧

| 試験体 | 断 面 (内法スパン ℓ M/QD) | 主 筋 | | | コンクリート 圧 縮 強 度 σ_c (kgf/cm ²) | せ ん 断 補 強 筋 * | | | |
|--------|--|------------------|---------------------------|---|--|-----------------|----------------------|--|-------|
| | | 引張鉄筋 本数と径 | 引張鉄筋比 p_t (%) | 降伏点 σ_{sy} (tf/cm ²) | | 端 部 (L = 45 cm) | | | 中 央 部 |
| | | | | | | 配 筋 | 鉄筋比 p_w (%) | 降 伏 点 σ_{wy} (tf/cm ²) | |
| No. 1 |  ($\ell = 110 \text{ cm}$ M/QD = 1.83) | 8-D13 | 1.59 | 4.57 | 271 | 2-6 ϕ -@70 | 0.323 | 3.12 | 端部に同じ |
| No. 2 | | | | | | 4-6 ϕ -@70 | 0.647 | 8.46 | |
| No. 3 | | | | | | | | | |
| No. 4 | | | | | | | | | |
| No. 5 | | | | |  ($\ell = 213 \text{ cm}$ M/QD = 3.55) | 10-D13 | 2.49 | 4.22 | |
| No. 7 | 4-6 ϕ -@70 | 0.809 | 8.46 | | | | | | |
| No. 8 | | | | | | | | | |
| No. 9 | | | | | | | | | |
| No. 10 | 441 | 2-10 ϕ -@70 | 1.121 | 8.62 | | | | | |
| No. 11 | | 206 | 2-6 ϕ -@50 | 1.13 | | | | 8.46 | |

註) 1) * : 普通強度せん断補強筋および高強度せん断補強筋は、いずれも突合せ溶接閉鎖型である (右図参照)。

2) 試験体No. 6 ~ No. 11については、2段目の主筋が端部から95 cmの位置でカットオフされている。



3.3.3 使用材料

使用材料の一覧を表-3.3.2に示す。コンクリートの調合は2種類としたが、打設日は3日に分かれたため、同一調合でもバッチが異なり、強度は変化した。試験体の強度は各試験の実施日に最も近い日の圧縮試験結果とした。梁主筋は異形鉄筋D13を熱処理してSD395相当として使用した。せん断補強筋は丸鋼6φ、10φを同じく熱処理して降伏強度 $\sigma_y=3,120、8,460、8,620\text{kg/cm}^2$ として使用した。

表-3.3.2 使用材料の一覧

鋼材の力学的性質

| 種別 | 呼び名 | 降伏強度 (kg/cm^2) | 引張強度 (kg/cm^2) | 伸び (%) |
|--------|--------|------------------------------|------------------------------|-----------|
| 主筋 | D13 *1 | 4,570 | 5,300 | 22.4 |
| | D13 *2 | 4,220 | 5,580 | 25.2 |
| | D13 *3 | 4,470 | 5,460 | 23.8 |
| せん断補強筋 | 6φ | 3,120 | 5,250 | 24.5 |
| | 6φ | 8,460*4 | 9,170 | 16.0 |
| | 10φ | 8,620*4 | 9,260 | 18.0 |

*1:試験体 No.1~5

*2:試験体 No.6~10

*3:試験体No.11

*4:0.2%オフセット降伏点

コンクリートの調合

| 種別 | 粗骨材の 最大寸法 (mm) | 水セメント 比 (%) | 細骨材率 (%) | 単位水量 (kg/m^3) | セメント量 (kg/m^3) | 細骨材 (kg/m^3) | 粗骨材 (kg/m^3) | 混和剤 (kg/m^3) | スランプ (cm) |
|----|----------------------|-------------------|-------------|-----------------------------|------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|--------------|
| ① | 15 | 52 | 48.7 | 205 | 394 | 802 | 860 | 0.975 | 18 |
| ② | 15 | 38 | 40.9 | 225 | 592 | 585 | 860 | 1.455 | 18 |

①: 試験体No.1~3, No.6~8, No.11

②: 試験体 No.4, 5, 9, 10

コンクリートの力学特性

| 試験体 | 圧縮強度 (ka/cm^2) | ヤング係数 ($\times 10^5 \text{ka/cm}^2$) | 引張強度 (ka/cm^2) |
|----------|------------------------------|---|------------------------------|
| No.1,2,3 | 271 | 3.19 | 19.9 |
| No.4,5 | 375 | 2.31 | 25.3 |
| No.6,7,8 | 351 | 2.45 | 24.1 |
| No.9,10 | 441 | 2.41 | 24.0 |
| No.11 | 206 | 1.89 | 15.3 |

3.3.4 実験方法

1) 載荷方法

載荷方法を図-3.3.2に示す。建研式加力方法により逆対称正負交番繰返し載荷を行った。試験体を90度回転した状態で上下支持部を実験装置に固定し、水平方向に押し引き油圧ジャッキにて繰返し変位を与えた。試験体には載荷装置の重量5.0tonが軸力として作用する。

載荷履歴を図-3.3.3に示す。部材角Rを10、20、30、 $40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ でそれぞれ3サイクル繰返し、その後正方向で $80 \times 10^{-3} \text{rad.}$ まで加力する。剛性の高い第1サイクルは荷重制御で、その後は変形制御にて加力した。

2) 測定方法

図-3.3.2に示す変位計により部材角、材端部1Dの変形角を計測する。図-3.3.1に示す歪計によりせん断補強筋の歪、主筋の歪を測定する。せん断補強筋はスパンの半分の歪を計測している。

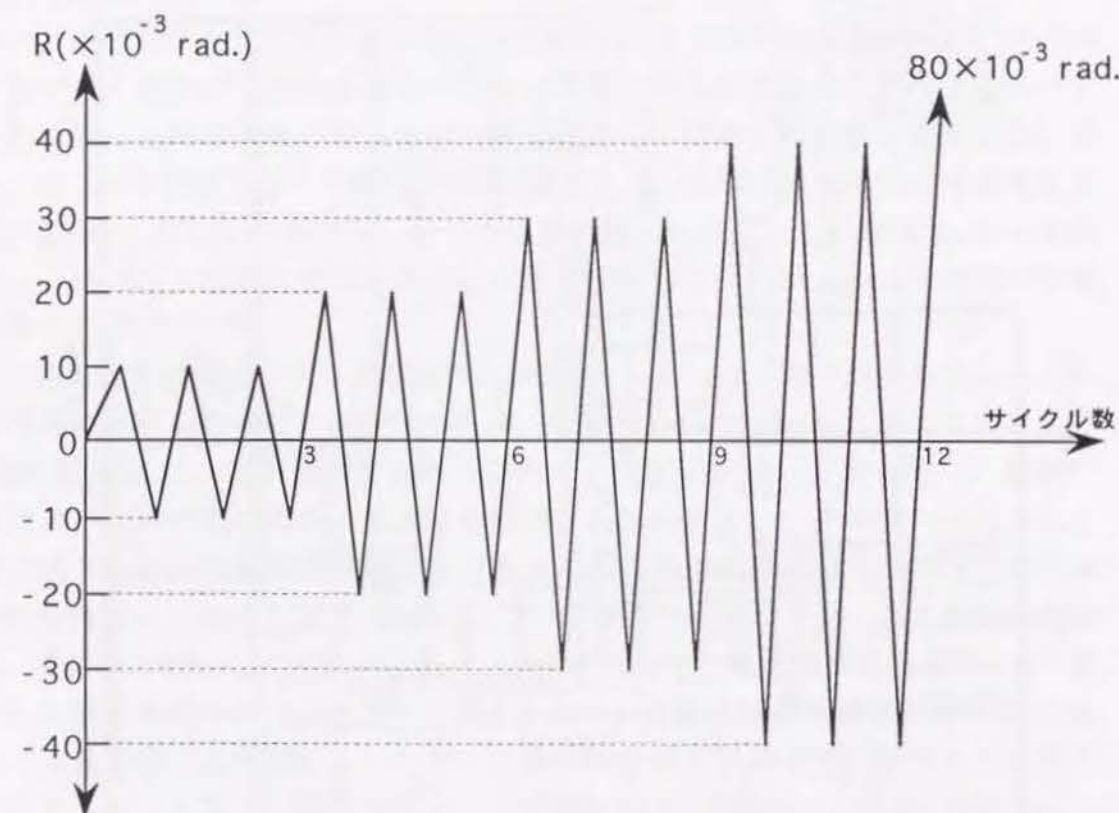


図-3.3.3 載荷履歴

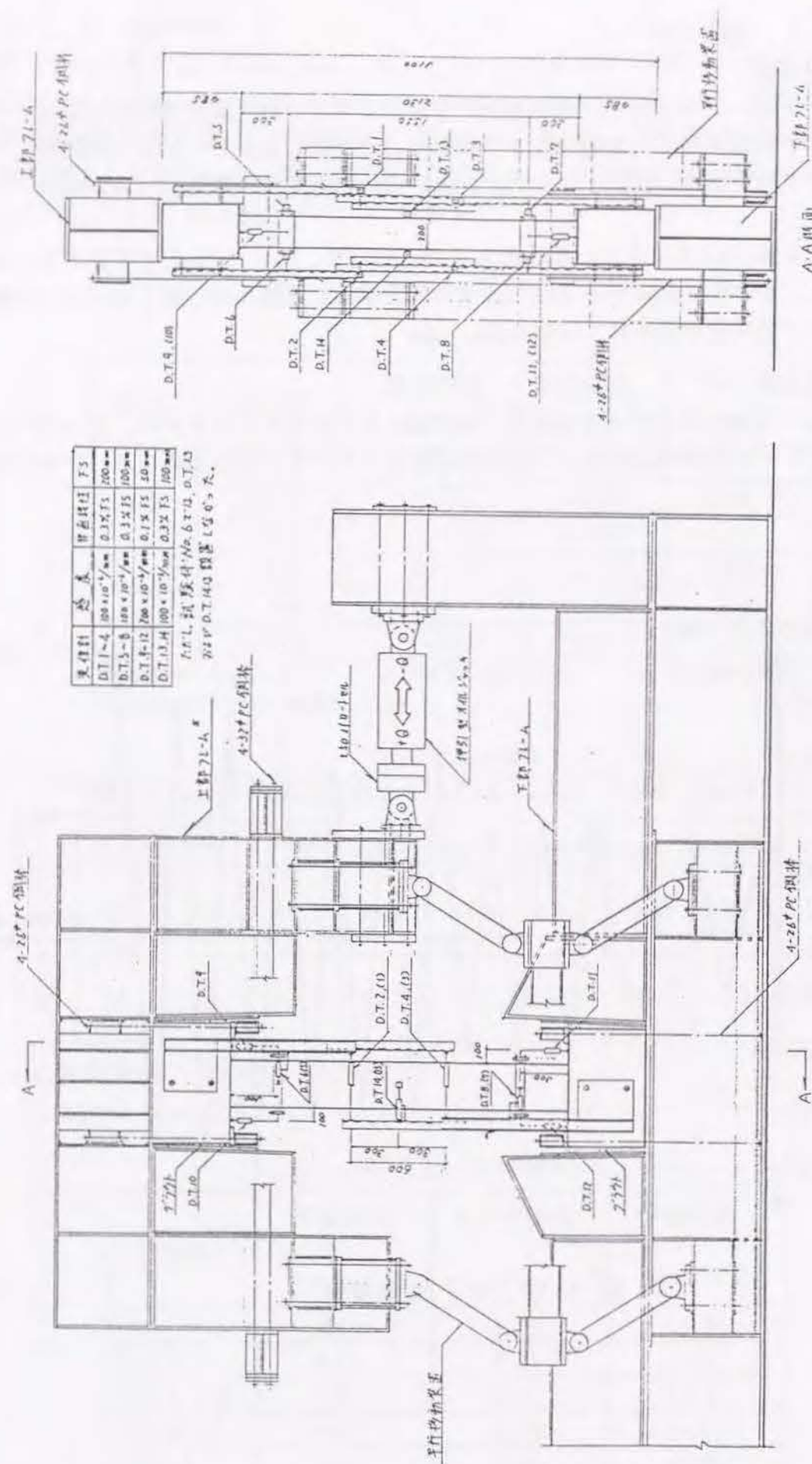


図-3.3.2 荷重装置および変位計設置位置

3.3.5 実験結果

1) ひびわれおよび破壊性状

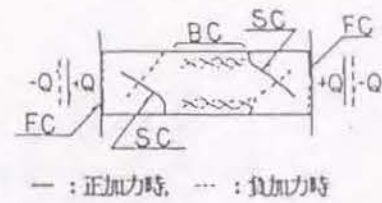
各試験体の観察状況を表-3.3.3 に示す。各試験体とも、最初に材端部の曲げひびわれ、続いて曲げせん断ひびわれが発生した。荷重の増大と共にひびわれは材軸に対して45度から30度の傾きを持って斜ひびわれが順次発生した。部材角 R が $20 \times 10^3 \text{ rad.}$ に達した時点でのひびわれ開口幅は短スパン梁の普通鉄筋（試験体No.1）では0.9~2.0mm、高強度筋では0.3~1.2mmであり、長スパン梁では普通鉄筋（試験体No.6）では1.5mm、高強度筋では0.3~0.8mmでせん断補強筋量（ $P_w \sigma_{wy}$ ）が多くなるほどひびわれ幅は小さく、高強度筋の補強がひびわれ幅を小さくする効果が見受けられる。主筋に添った付着割裂ひびわれは各試験体ともに見られ、コンクリート強度の最も小さい試験体No.11はやや低い荷重（ $Q_b=7.0 \text{ ton f}$ ）で発生したが試験体No.1~No.5 は $Q_b=13.1 \sim 21.9 \text{ tonf}$ 、長スパンではあるが主筋量の多い試験体No.6~No.10 はやや低い荷重 $Q_b=7.9 \sim 10.6 \text{ tonf}$ で発生した。その後、材端部のコンクリートに圧壊が発生した。短スパンの試験体No.1~No.5、コンクリート強度の低いNo.11は $R=10 \times 10^3 \text{ rad.}$ 、長スパンの試験体No.6は $R=14.2 \times 10^3 \text{ rad.}$ 、さらに補強筋量、コンクリート強度を増した試験体No.7~No.10 は $R=17.5 \sim 20.2 \times 10^3 \text{ rad.}$ にて圧壊が発生した。

試験体No.1とNo.2では最大荷重に達する $R=20 \times 10^3 \text{ rad.}$ までは高強度筋を用いたNo.2が剛性低下や曲げせん断ひびわれの進展も少なかったが、最大荷重後は、それぞれスパン中央部の主筋に添った付着割裂ひびわれが急激に進展して顕著な耐力低下を生じた。補強筋量、コンクリート強度を徐々に増した試験体No.3、4、5は $R=20 \times 10^3 \text{ rad.}$ で最大荷重に達した後、 $R=40 \times 10^3 \text{ rad.}$ の繰返しにおいて耐力低下を生じた。試験体No.3、4は繰返し2回目に、No.5は3回目にそれぞれ主筋が局部座屈した。また、No.4は損傷が片側の材端に集中した。

長スパンで最も補強筋量の少ない試験体No.6 は $R=20 \times 10^3 \text{ rad.}$ で最大荷重に達した。その時点で材端部における曲げせん断ひびわれは、ひびわれ幅が1.5mmに達していた。その後、 $R=30 \times 10^3 \text{ rad.}$ に上記の曲げせん断ひびわれと主筋の交点（材端から1D離れた点）から順次スパンの内側に向かって付着割裂ひびわれが進展し、その後の繰返しにより顕著に耐力低下した。No.6と補強筋強度のみが異なり高強度筋を使ったNo.7は曲げせん断ひびわれも付着ひびわれも顕著ではなく、 $R=40 \times 10^3 \text{ rad.}$ の繰返しで主筋が局部座屈をおこし、その後の繰返しで座屈が進展し、若干耐力低下した。損傷は材端部1Dに集中した。さらに補強筋量及びコンクリート強度をあげた試験体No.8~10も $R=40 \times 10^3 \text{ rad.}$ の繰返しで主筋が局部座屈をおこしたが、試験体No.7ほど進展せず、顕著な耐力低下は生じなかった。コンクリート強度の低かった試験体No.11は $R=20 \times 10^3 \text{ rad.}$ の繰返し2回目において中央部に主筋に添った付着割裂ひびわれが急激に進展すると同時に中央部のせん断ひびわれ幅も顕著に進展し耐力低下した。以上から最終破壊形式は試験体No.1,2,6は曲げ降伏後の付着割裂破壊（FB）、No.11は付着割裂破壊（B）、その他は曲げ破壊（F）と言える。各試験体の最終状況を写真-3.3.1に、計算強度および実験結果を表-3.3.4に示す。

表-3.3.3 各試験体の観察状況

| 主な発生現象 | 試験体 : No. 1 | | | 試験体 : No. 2 | | | 試験体 : No. 3 | | | 試験体 : No. 4 | | | 試験体 : No. 5 | | |
|-------------------------------|-------------|------------------|--------------------------------|------------------|------------|--------------------------------|-------------|-------------------|--------------------------------|-------------------|------------|--------------------------------|-------------|------------|--------------------------------|
| | サイクル数 | 以断力 Q (tf) | 部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad.) | サイクル数 | 以断力 Q (tf) | 部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad.) | サイクル数 | 以断力 Q (tf) | 部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad.) | サイクル数 | 以断力 Q (tf) | 部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad.) | サイクル数 | 以断力 Q (tf) | 部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad.) |
| 曲げひびわれ(FC) | 1 | 3.9 | 0.6 | 1 | 2.8 | 0.3 | 1 | 3.0 | 0.4 | 1 | 2.9 | 0.3 | 1 | 2.8 | 0.4 |
| 曲げせん断ひびわれ* | 1 | 8.8 | 2.5 | 1 | 12.1 | 3.7 | 1 | 9.8 | 2.8 | 1 | 9.8 | 2.4 | 1 | 11.1 | 3.2 |
| (SC) 4サイクル目ピーク時のひびわれ幅 (mm) ** | 正 | L : 1.2, R : 2.0 | | L : 0.8, R : 1.2 | | L : 0.45, R : 0.5 | | L : 0.6, R : 0.6 | | L : 0.3, R : 0.3 | | L : 0.3, R : 0.3 | | | |
| | 負 | L : 1.3, R : 0.9 | | L : 1.2, R : 0.3 | | L : 0.75, R : 0.65 | | L : 0.55, R : 0.6 | | L : 0.65, R : 0.6 | | | | | |
| 付着割裂ひびわれ(BC) | 1 | 13.9 | 6.1 | 1 | 13.1 | 4.5 | 1 | 17.1 | 7.0 | 1 | 21.9 | 10.1 | 1 | 15.2 | 5.5 |
| 付着割裂スリップ** (BS) | 4 | -19.3 | -20.5 | 4 | 19.6 | 15.6 | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 端部コンクリートの圧壊(CS) | 1 | 17.5 | 10.2 | 1 | 19.7 | 10.1 | 1 | 20.0 | 9.1 | 1 | 21.9 | 10.1 | 1 | 21.7 | 10.2 |
| 主筋の座屈(RB) | — | — | — | — | — | — | 11 | -20.0 | -39.9 | 11 | 14.9 | 25.2 | 13 | 16.8 | 39.8 |



ひびわれ状況模式図

- 註)
- *1: 曲げせん断ひびわれ(SC): 端部からほぼ1D (D: はりせい) 位置から圧縮域へ向かうひびわれ。
 - *2: Lは左端から, Rは右端からほぼ0.5D位置で測定した値を示す (図-8(1)~8(5)参照)。
 - *3: Lは左端から, Rは右端から2D~3D位置, Cは試験体中央に発生したひびわれの測定値を示す (図-8(6)~8(8)参照)。
 - *4: 付着割裂スリップ(BS): 主筋にそったかぶりコンクリートのスリップ (サイドスリップ破壊) の発生。ただし、試験体: No. 6では材端部のせん断ひびわれが進展した後、せん断ひびわれと主筋との交点よりスパン内側に主筋にそった付着割裂ひびわれが進展した。

| 主な発生現象 | | 試験体 : No. 6 | | | 試験体 : No. 7 | | | 試験体 : No. 8 | | | 試験体 : No. 9 | | | 試験体 : No. 10 | | | 試験体 : No. 11 | | |
|------------------|--------------------------|-------------|------------|--------------------------------|------------------|------------|--------------------------------|-------------|------------|--------------------------------|-------------|------------|--------------------------------|--------------|------------|--------------------------------|--------------|------------|--------------------------------|
| | | サイクル数 | 以断力 Q (tf) | 部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad.) | サイクル数 | 以断力 Q (tf) | 部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad.) | サイクル数 | 以断力 Q (tf) | 部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad.) | サイクル数 | 以断力 Q (tf) | 部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad.) | サイクル数 | 以断力 Q (tf) | 部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad.) | サイクル数 | 以断力 Q (tf) | 部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad.) |
| 曲げひびわれ(FC) | | 1 | 2.6 | 1.1 | 1 | 2.8 | 1.2 | 1 | 2.8 | 1.3 | 1 | 2.8 | 1.2 | 1 | 2.3 | 1.0 | 1 | 2.8 | 1.4 |
| 曲げせん断ひびわれ* | | 1 | 6.5 | 3.9 | 1 | 8.7 | 6.1 | 1 | 6.9 | 4.7 | 1 | 7.4 | 4.8 | 1 | 6.6 | 4.2 | 1 | 7.0 | 5.7 |
| (SC) | 4サイクル目ピーク時のひびわれ幅 (mm) ** | 正 | L : 1.5 | | L : 0.6, R : 0.7 | | R : 0.5 | | 測定しなかった。 | | R : 0.3 | | C : 1.0 | | | | | | |
| | | 負 | 測定しなかった。 | | L : 0.8, R : 0.6 | | L : 0.7, C : 0.5 | | C : 0.4 | | R : 0.3 | | C : 1.0 | | | | | | |
| 付着割裂ひびわれ(BC) | | 1 | 8.9 | 6.6 | 1 | 10.6 | 9.2 | 1 | 7.9 | 6.1 | 1 | 8.5 | 6.1 | 1 | 9.5 | 7.3 | 1 | 7.0 | 5.7 |
| 付着割裂スリップ ** (BS) | | 7 | -9.0 | -25.3 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 5 | 10.4 | 20.2 |
| 端部コンクリートの圧壊 (CS) | | 4 | 11.3 | 14.2 | 5 | 10.9 | 19.9 | 4 | 11.4 | 17.6 | 4 | 12.2 | 17.5 | 4 | 12.1 | 20.2 | 2 | 9.0 | 10.0 |
| 主筋の座屈(RB) | | 9 | -6.7 | -30.2 | 10 | -11.2 | -40.6 | 12 | 10.3 | 35.6 | 13 | 11.3 | 44.9 | 13 | 11.7 | 75.3 | — | — | — |



No. 4



No. 3



No. 2



No. 1



No. 5



No. 6

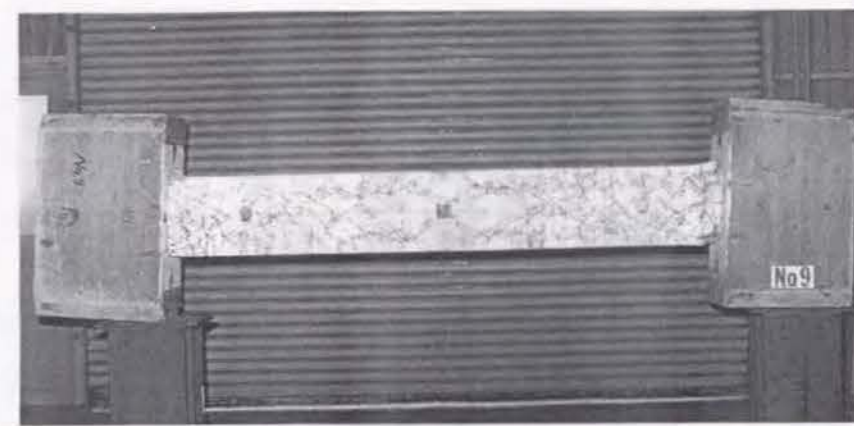


No. 7



No. 8

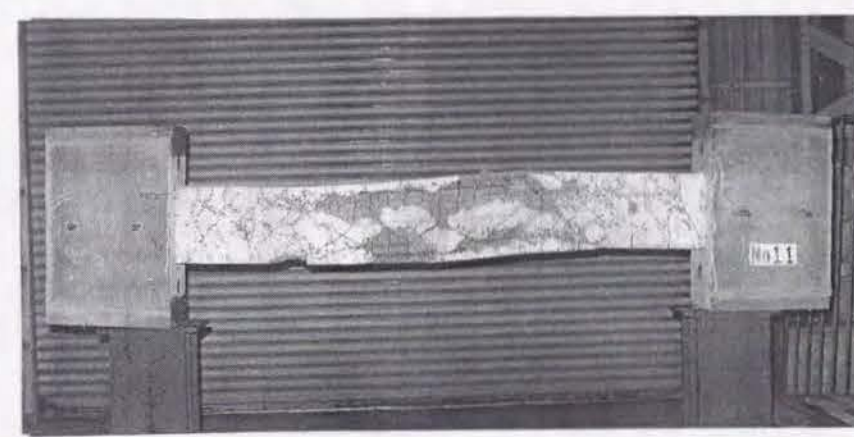
写真-3.3.1(2) 最終状況



No. 9



No. 10



No. 11

写真-3.3.1(3) 最終状況

表-3.3.4(1) 試験体強度剛性計算値

| 試験体 | 計算値 | | | | | | | | | | | | | |
|-------|-------------|-------------|--------------|--------------|---------------|---------------|---------------------------------------|------------------------------------|---|---|------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| | Qcr (tf) | Qmu (tf) | Qsu1 (tf) | Qsu2 (tf) | Qsu1c (tf) | Qsu2c (tf) | τ_{bu} (kgf/cm ²) | τ_f (kgf/cm ²) | $\frac{1}{3}K_e$ ($\times 10^3$ tf/rad) | $\frac{1}{3}K_y$ ($\times 10^3$ tf/rad) | α_y | Ry ($\times 10^3$ rad.) | Rp ($\times 10^3$ rad.) | Ru ($\times 10^3$ rad.) |
| No.1 | 3.3 | 20.3 | 12.54 | 15.7 | 12.54 | 15.05 | 32.79 | 34.30 | 10.35 | 2.08 | 0.153 | 9.80 | 0.00 | 9.80 |
| No.2 | 3.3 | 20.3 | 15.63 | 25.1 | 15.63 | 25.12 | 32.79 | 34.30 | 10.35 | 2.08 | 0.153 | 9.80 | 5.10 | 14.90 |
| No.3 | 3.3 | 20.3 | 18.89 | 36.1 | 18.89 | 10.00 | 36.88 | 34.30 | 10.35 | 2.08 | 0.153 | 9.80 | 31.20 | 41.00 |
| No.4 | 3.8 | 20.9 | 20.68 | 45.3 | 20.68 | 27.09 | 43.39 | 34.30 | 11.71 | 2.44 | 0.152 | 8.55 | 37.10 | 45.60 |
| No.5 | 3.8 | 20.9 | 22.78 | 49.2 | 22.78 | 12.55 | 51.39 | 34.30 | 11.71 | 2.44 | 0.152 | 8.55 | 37.10 | 45.60 |
| No.6 | 1.8 | 12.0 | 8.57 | 13.1 | 8.57 | 12.69 | 26.47 | 14.30 | 3.63 | 0.56 | 0.169 | 21.50 | 2.60 | 24.10 |
| No.7 | 1.8 | 12.0 | 11.33 | 28.9 | 8.57 | 11.18 | 26.47 | 14.30 | 3.63 | 0.56 | 0.169 | 21.51 | 44.10 | 65.60 |
| No.8 | 1.8 | 12.0 | 14.24 | 37.2 | 8.57 | 8.58 | 30.20 | 14.30 | 3.63 | 0.56 | 0.169 | 21.51 | 44.10 | 65.60 |
| No.9 | 2.0 | 12.2 | 14.97 | 41.3 | 9.30 | 9.42 | 33.85 | 14.30 | 3.92 | 0.61 | 0.165 | 19.88 | 47.70 | 67.60 |
| No.10 | 2.0 | 12.2 | 16.85 | 44.0 | 9.30 | 9.42 | 42.65 | 14.30 | 3.92 | 0.61 | 0.165 | 19.88 | 47.70 | 67.60 |
| No.11 | 1.4 | 12.9 | 15.00 | 26.1 | 8.25 | 14.37 | 22.28 | 15.10 | | 0.56 | 0.150 | 33.92 | 50.00 | 83.92 |
| | | | | | | | | | | Qmax: 実験最大強度 | | | | |

Qcr: 曲げひび割れ時せん断力
Qmu: 曲げ強度時せん断力
Qsu: せん断強度
Qsu1: 荒川min式材端部せん断強度
Qsu2: 指針式材端部せん断強度
(Rp=0)

τ_{bu} : 付着強度
 τ_f : 付着応力
Ke: 初期剛性
Ky: 降伏時剛性
 α_y : 降伏時剛性低下率

Qsu1c: 荒川min式中央部せん断強度
Qsu2c: 指針式ヒンジ域外せん断強度

Ry: 降伏時部材角
Ru: 限界変形角
heq: 等価粘性減衰定数

表-3.3.4(2) 試験体強度剛性実験値

| 試験体 | 実験値 | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|-------------|--------------|-------|-----------|--|--|--|--|---|---|------------|--|--|-----------------------------|
| | Qcr (tf) | Qmax (tf) | heq | 破壊 モード | | | | | $\frac{1}{3}K_e$ ($\times 10^3$ tf/rad) | $\frac{1}{3}K_y$ ($\times 10^3$ tf/rad) | α_y | | | Ru ($\times 10^3$ rad.) |
| No.1 | 3.9 | 19.60 | 0.125 | FB | | | | | 7.50 | 2.28 | 0.168 | | | 30 |
| No.2 | 2.8 | 20.80 | 0.125 | FB | | | | | 10.00 | 2.76 | 0.203 | | | 30 |
| No.3 | 3.0 | 23.30 | 0.165 | F | | | | | 9.70 | 2.68 | 0.197 | | | 80 |
| No.4 | 2.9 | 23.50 | 0.180 | F | | | | | 12.00 | 3.02 | 0.188 | | | 40 |
| No.5 | 2.8 | 23.10 | 0.170 | F | | | | | 8.60 | 3.04 | 0.189 | | | 80 |
| No.6 | 2.6 | 11.50 | 0.170 | FB | | | | | 3.00 | 1.35 | 0.408 | | | 30 |
| No.7 | 2.8 | 11.60 | 0.210 | F | | | | | 3.30 | 1.25 | 0.378 | | | 40 |
| No.8 | 2.8 | 11.40 | 0.210 | F | | | | | 3.00 | 1.20 | 0.363 | | | 75 |
| No.9 | 2.8 | 12.20 | 0.210 | F | | | | | 3.30 | 1.25 | 0.337 | | | 75 |
| No.10 | 2.3 | 12.10 | 0.200 | F | | | | | 3.30 | 1.30 | 0.350 | | | 75 |
| No.11 | 2.8 | 12.00 | | B | | | | | 10.00 | 1.50 | 0.592 | | | 30 |
| Qmax : 実験最大強度 | | | | | | | | | | | | | | |

Qcr: 曲げひび割れ時せん断力
Qmu: 曲げ強度時せん断力
Qsu: せん断強度
Qsu1: 荒川min式材端部せん断強度
Qsu2: 指針式材端部せん断強度
(Rp=0)

τ_{bu} : 付着強度
 τ_f : 付着応力
Ke: 初期剛性
Ky: 降伏時剛性
 α_y : 降伏時剛性低下率

Qsu1c: 荒川min式中央部せん断強度
Qsu2c: 指針式ヒンジ域外せん断強度

Ry: 降伏時部材角
Ru: 限界変形角
heq: 等価粘性減衰定数

2) 荷重 (Qb) - 部材角 (R) 関係

図-3.3.4 に荷重 (Qb) - 部材角 (R) 関係を示す。付着割裂破壊した試験体を除くと、短スパン試験体 (No.1~No.5) は曲げ破壊しても若干スリップ型の Qb-R 関係を示す。それに比較して長スパン試験体 (No.7~No.10) は耐力低下のない紡錘形の性状を示している。付着破壊した試験体 (No.1, No.2, No.6, No.11) は激しいスリップ型の関係を示し、 $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で最大値に達した後は急激な耐力低下を示した。図-3.3.5 に各試験体間の比較のために荷重 (Qb) - 部材角 (R) 関係の包絡線を示す。

限界部材角 R_u をシリーズ (1) の実験と同じ定義により求める (最大荷重の 80% を維持した繰返し 1 回目の最大変形角)。但し、本実験では $R=40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ までの変形角で繰返し載荷を行い、それ以上では正荷重で単調に最終変形角まで増加させた。従って $40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 以下の変形で限界に達しなかった試験体は最終変形角時 (試験体 No.1~5 は $R=80 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 、試験体 No.6~10 は $R=75 \times 10^{-3} \text{ rad.}$) に最大荷重の 80% を維持できた場合はその最終変形角を、維持できなかった場合は $40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ を限界変形角とした。最終破壊モードが付着破壊であった試験体 No.1, 2, 6, 11 は $R_u=30 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 、損傷が片側の材端に集中した試験体 No.4、長スパン梁で高強度筋の補強をした中では最も補強量が少ない試験体 No.7 は $R_u=40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ であった。短スパンで大きな補強量をもつ試験体 No.3, 5 は $R_u=80 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 、長スパンで大きな補強量を持つ試験体 No.8, 9, 10 は $R_u=75 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ が限界変形角となった。

3) 材端部の変形性状

図-3.3.6 に材端部 1D の範囲の全体回転角 θ' 、曲げ回転角 θ およびせん断変形角 γ の荷重 Qb との関係の代表例を示す。図-3.3.7 には繰返し 1 回目の上限変形時部材角 R と各変形成分および全体回転角に対するせん断変形角の比率 γ/θ' の関係を示す。曲げ破壊した試験体は、部材角 R に比例して端部全体回転角 θ' が増加するが、 $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ からは曲げ回転角 θ の増加の率が減少し、せん断変形角 γ が増加する傾向を示す。付着破壊した試験体では $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ から材端部の変形が全ての成分において増加の程度が落ち、材端部のみでなく部材全長で変形していることが分かる。

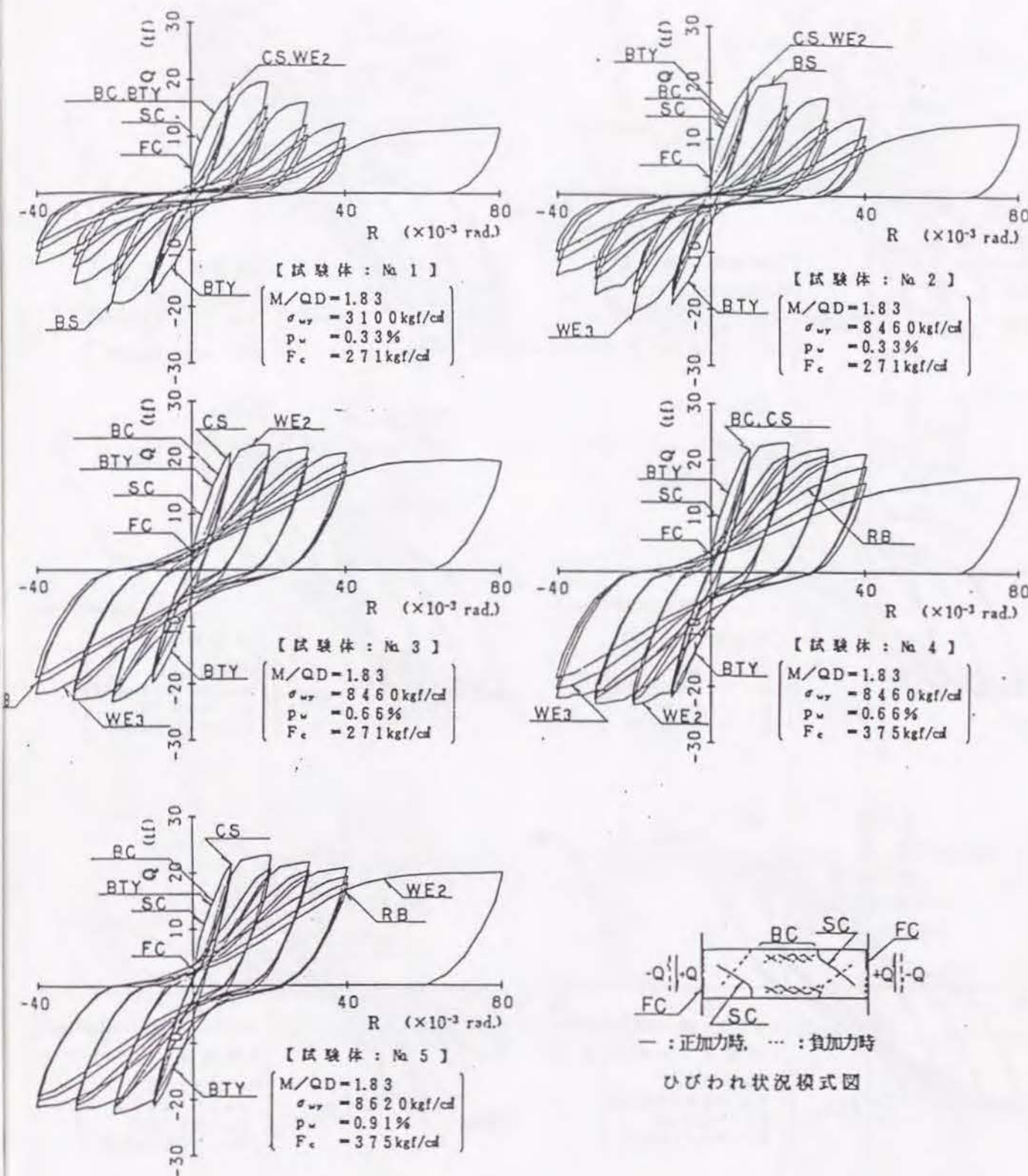


図-3.3.4(1) 荷重 (Qb) - 部材角 (R) 関係

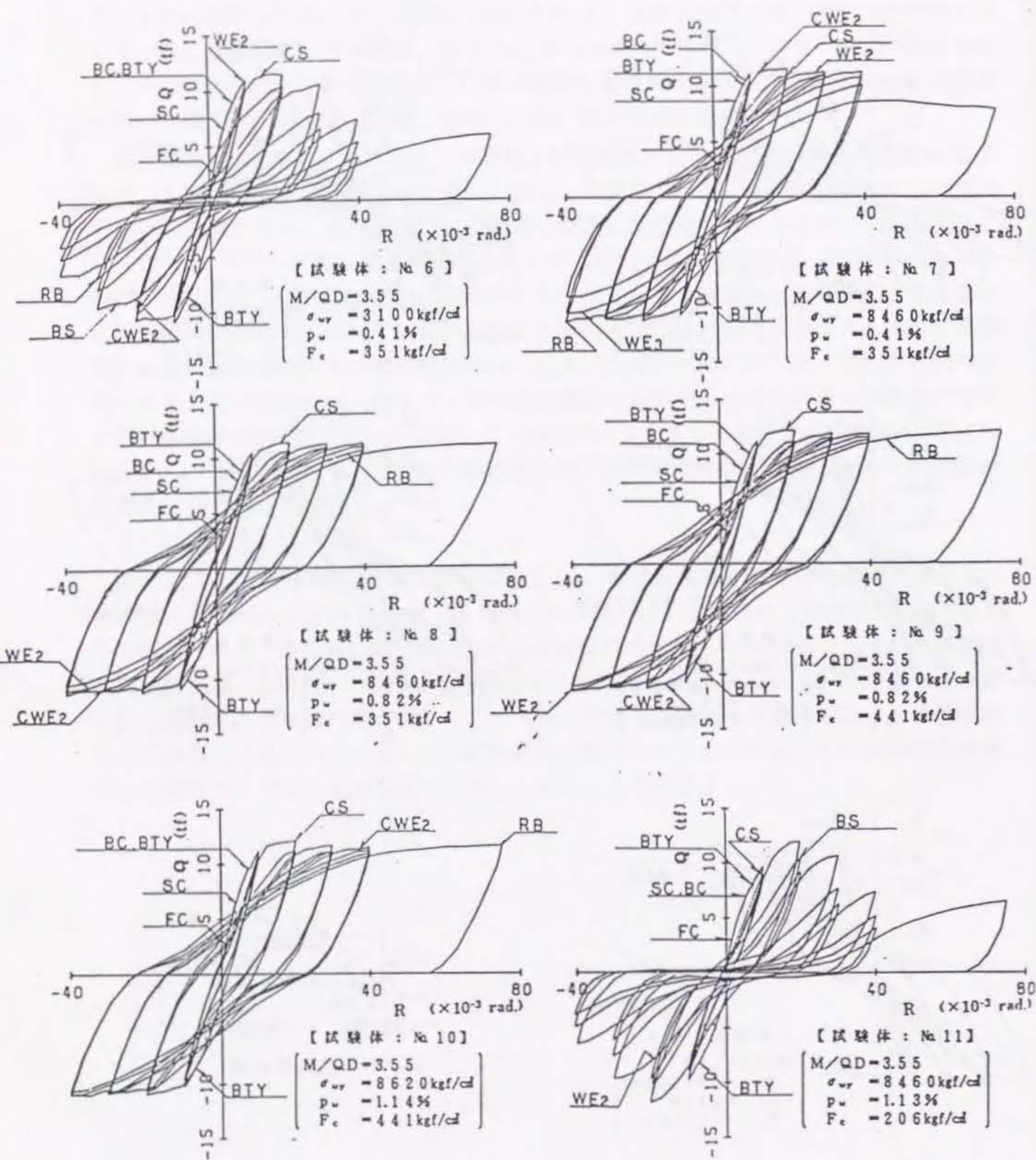


図-3.3.4(2) 荷重(Q_b)-部材角(R)関係

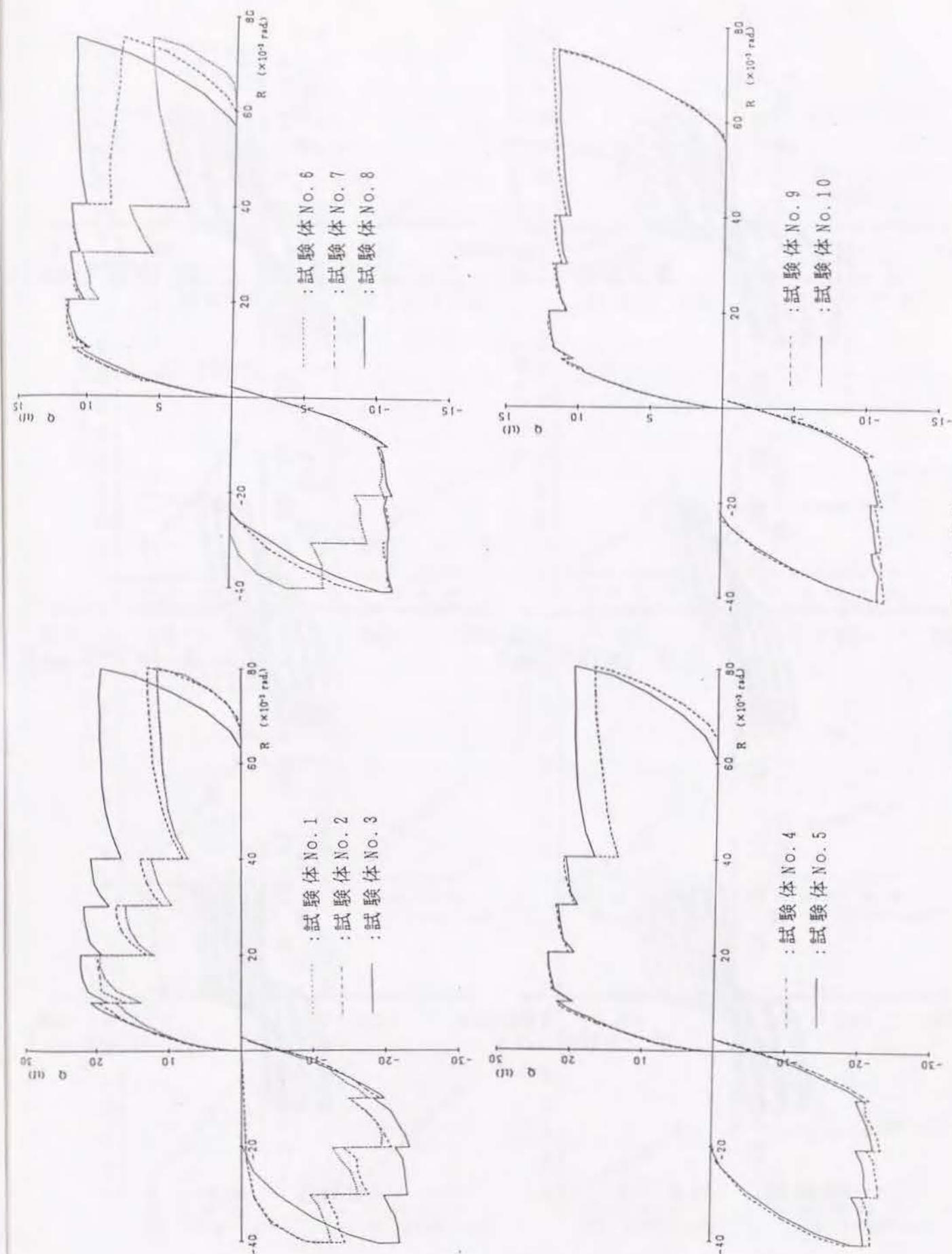


図-3.3.5 Q_b - R 関係(包絡線)

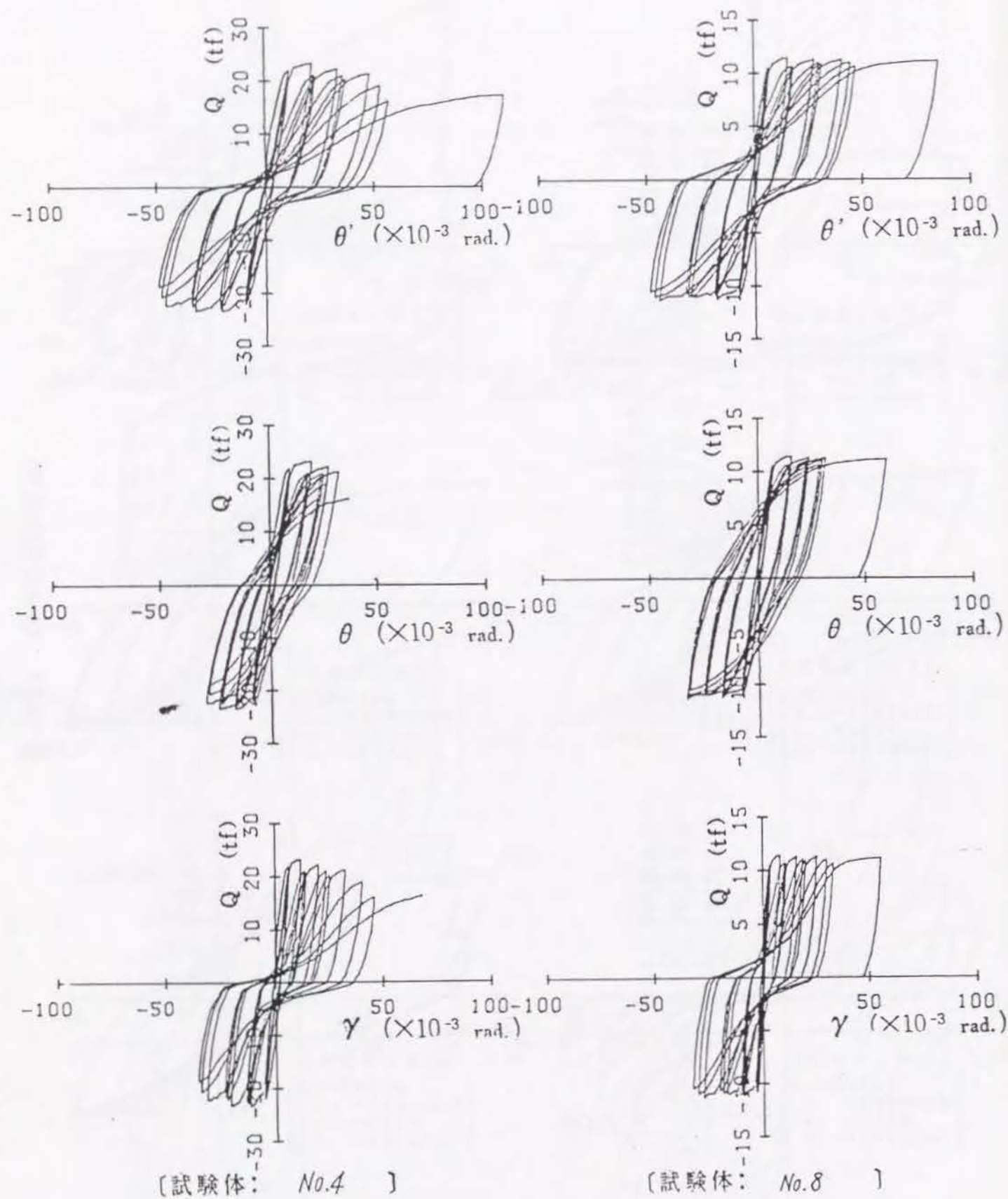
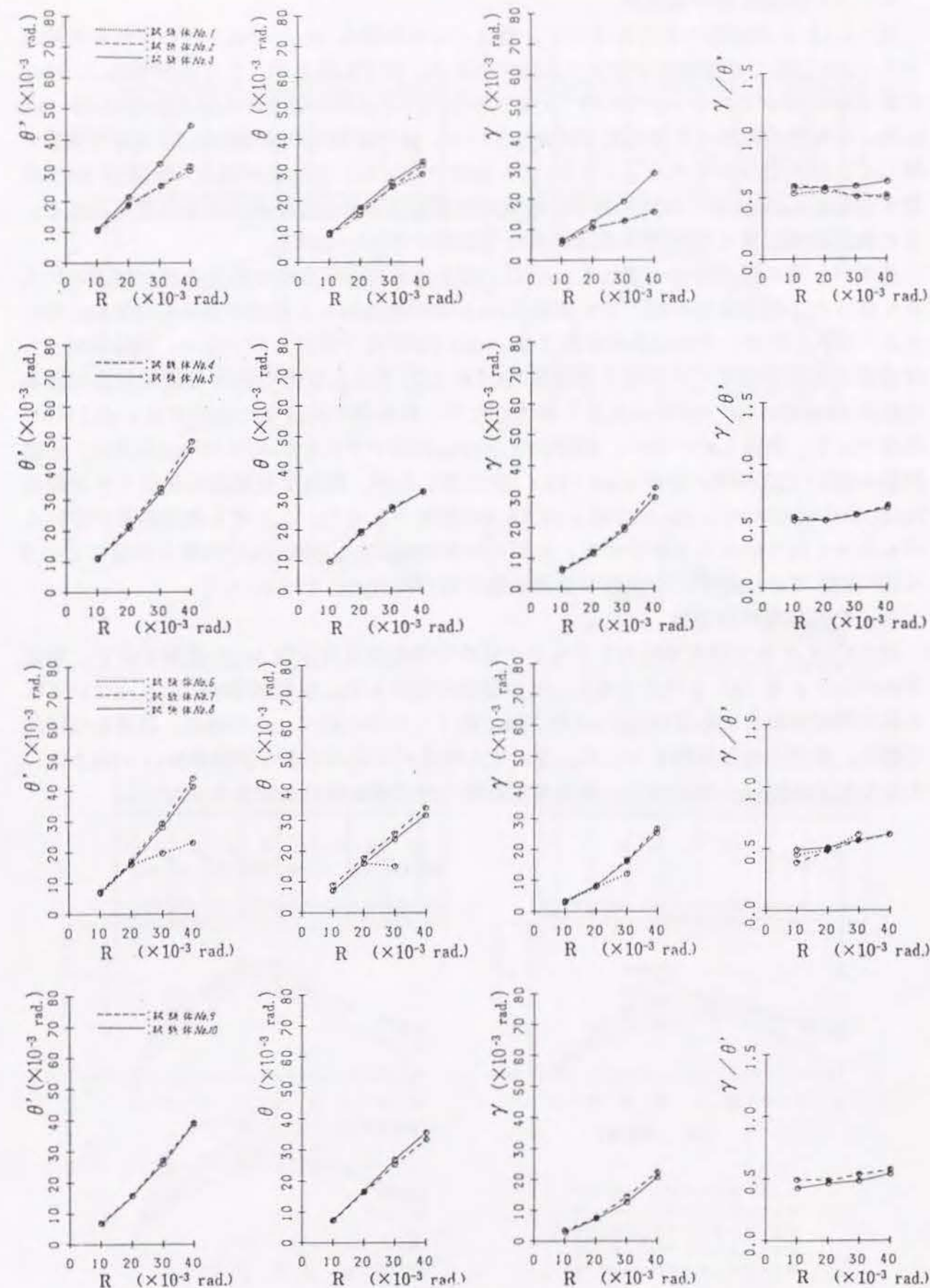


図-3.3.6 $Qb-\theta', \theta, \gamma$ 関係



4) せん断補強筋の歪性状

図-3.3.8 に補強筋の歪分布を示す。短スパンの試験体 No.1~No.5 はいずれも材端部より1Dの位置の補強筋歪が増大する傾向にある。付着破壊を起こした試験体No.1、No.2の最大歪 ϵ はいずれも $\epsilon = 3 \times 10^{-3}$ 程度であり、付着破壊が顕著となった $R=20 \times 10^{-3}$ rad.以降、材端部の範囲の平均歪度は減少している。曲げ破壊型の試験体No.3、4は補強量が等しく、最大歪はいずれも $\epsilon = 2.5 \times 10^{-3}$ 程度であった。補強量が最大の試験体 No.5 の最大歪は $\epsilon = 2.0 \times 10^{-3}$ 程度であり、補強筋量が増加すると歪は減少すると考えられる。また最大荷重以降も部材角の増加に連れて歪度は増加している。

長スパン梁の歪分布はいずれも1.5D以上離れた普通強度鉄筋の部分の歪が局所的に大きくなった。付着破壊が起こった試験体No.6は2D程度離れた鉄筋が $R=10 \times 10^{-3}$ rad.時に大きく降伏したが、それ以外の鉄筋では $\epsilon = 2 \times 10^{-3}$ 程度で降伏していない。試験体No.6と材端部の補強筋強度だけが違う試験体 No.7は1.5D離れた位置で普通強度補強筋の最初の鉄筋が $R=20 \times 10^{-3}$ rad.時に大きく降伏したが、材端部の高強度の部分では $\epsilon = 2.5 \times 10^{-3}$ 程度であり、降伏していない。試験体No.8~No.10はいずれも $R=40 \times 10^{-3}$ rad以降に、普通鉄筋の部分で局所的に歪が $\epsilon = 6 \sim 10 \times 10^{-3}$ に達したが、高強度補強筋の部分では試験体 No.8、9は $\epsilon = 2 \times 10^{-3}$ 、No.10では $\epsilon = 1.5 \times 10^{-3}$ 程度であった。ここでも補強筋量が多いと歪も小さく出ていることが分かる。早期に付着破壊した試験体No.11は最大の歪で $\epsilon = 1.0 \times 10^{-3}$ 程度であったが、中央部の普通鉄筋の部分は測定していない。

5) 等価粘性減衰定数

図-3.3.9 に各上限変形時の1サイクル目の等価粘性減衰定数 heq の推移を示す。算定方法はシリーズ(1)と同じである。付着破壊の傾向を示した試験体No.1、2、6はいずれも最大荷重を示した $R=20 \times 10^{-3}$ rad.時以降で低下したのに比べ、その他は、以降もほぼ同じ値か、若干の増加傾向を示した。またせん断スパン比の小さな試験体No.1~No.5は、大きな試験体No.6~10に比べ、最大荷重以降の伸びが小さいと言える。

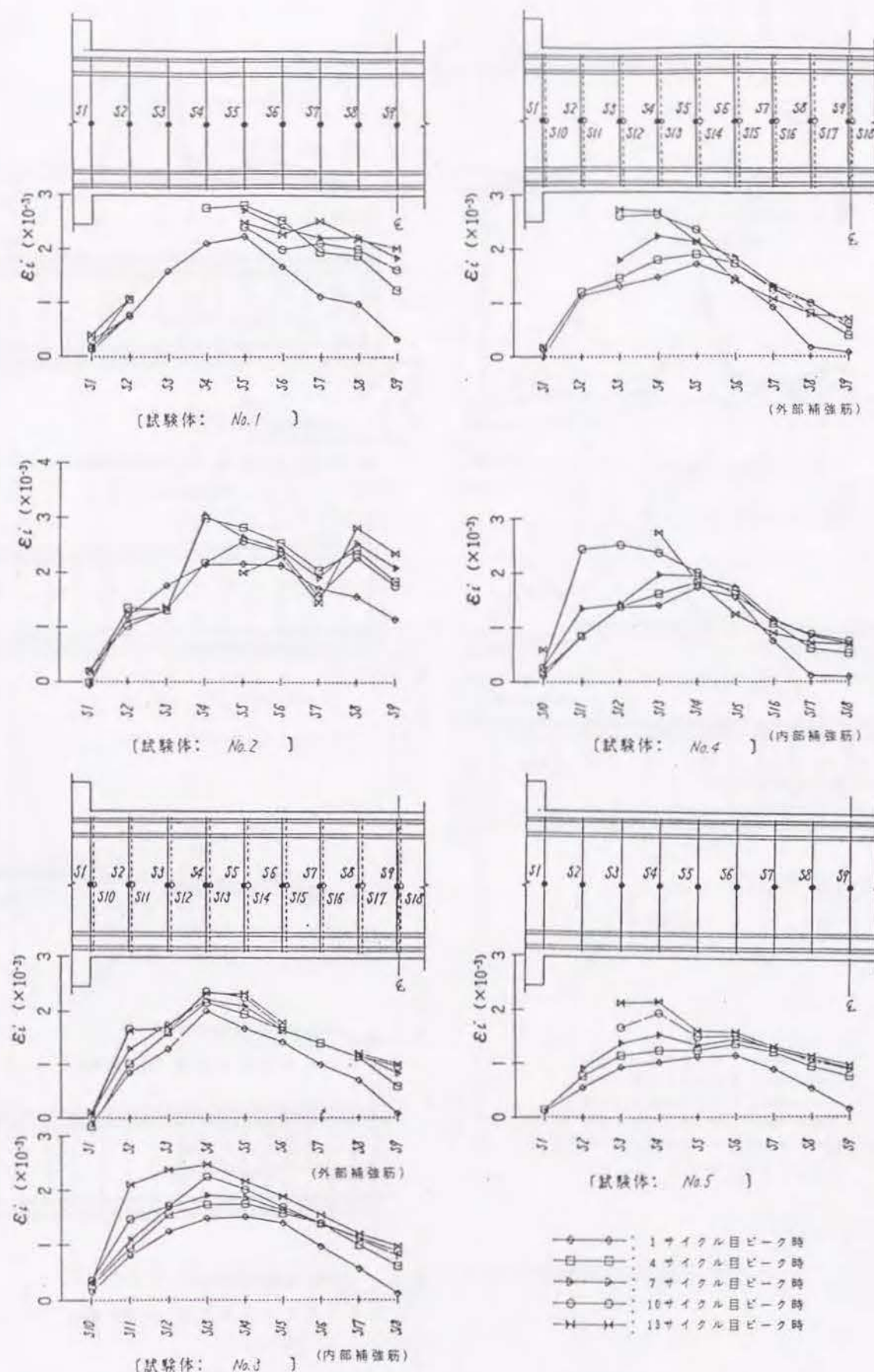


図-3.3.8(1)補強筋の歪分布 (短スパンシリーズ)

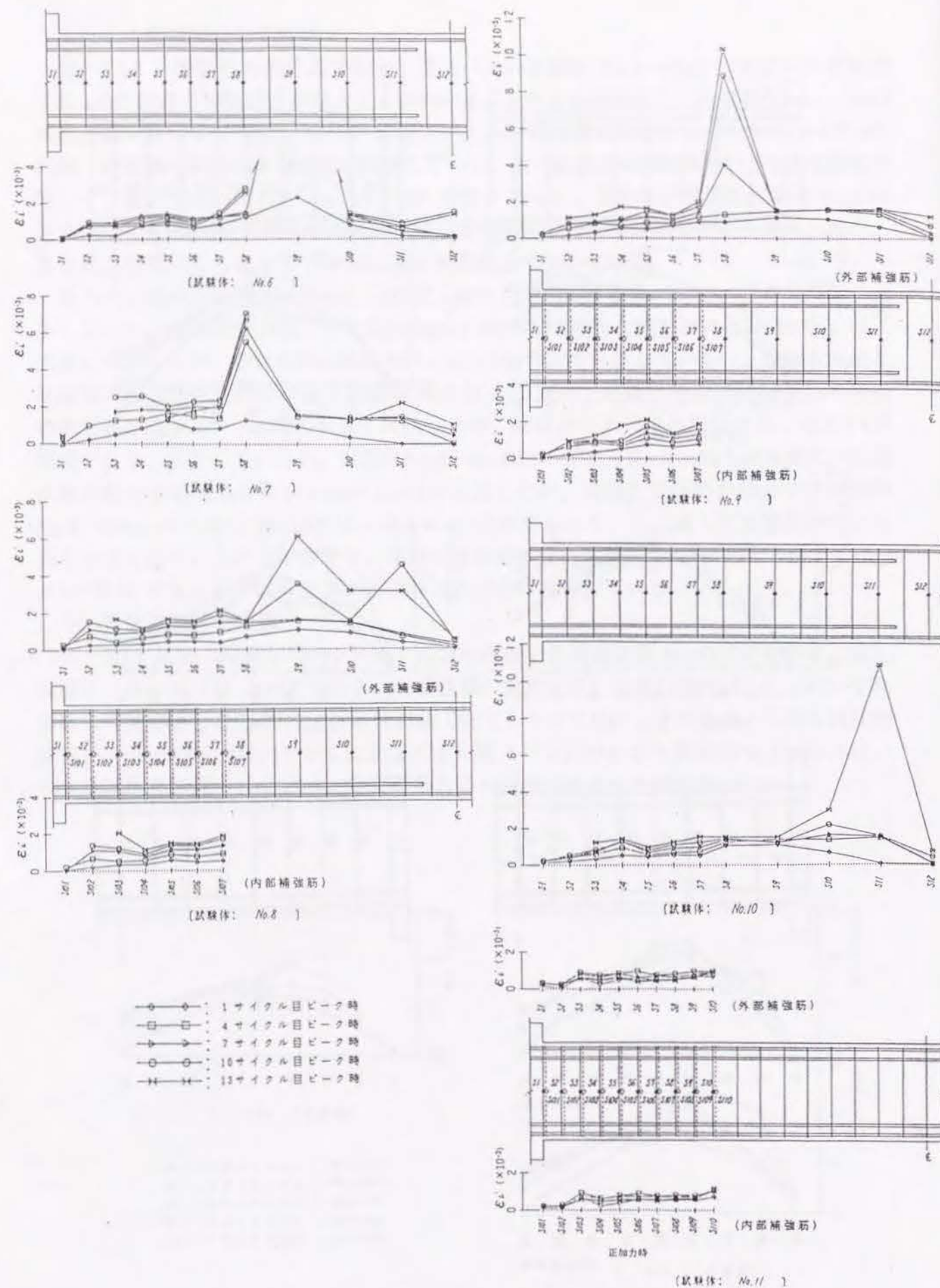


図-3.3.8(2)補強筋の歪分布 (長スパンシリーズ)

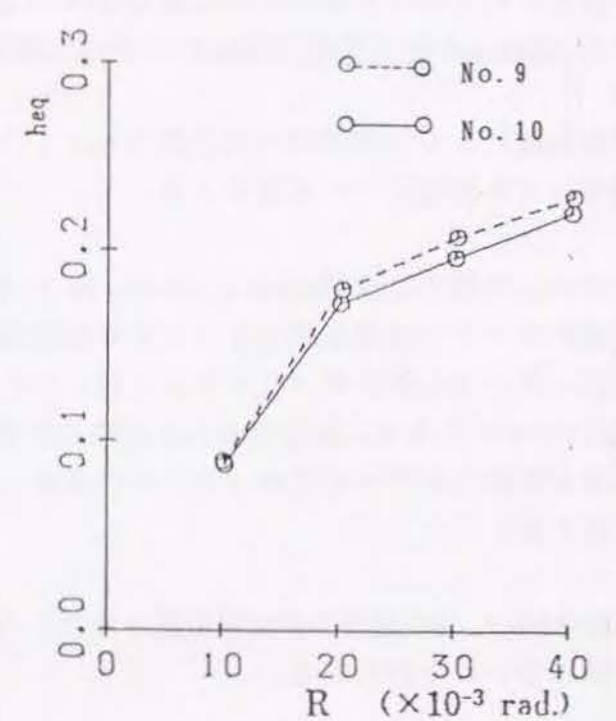
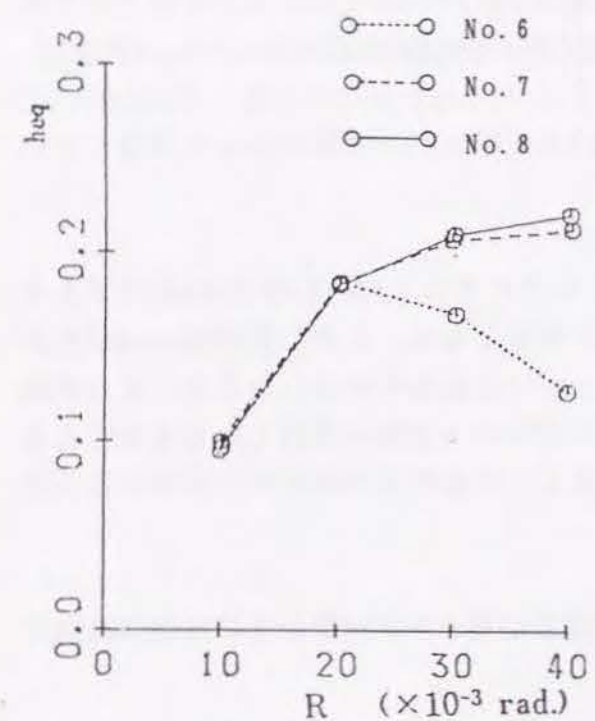
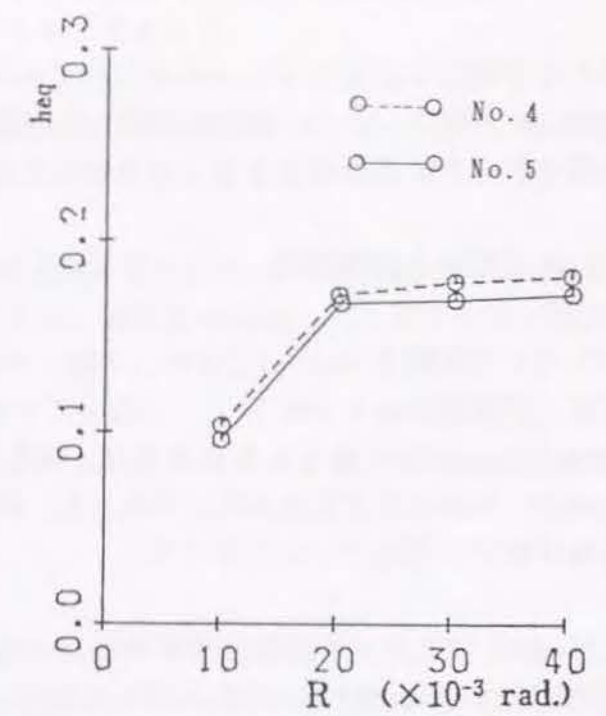
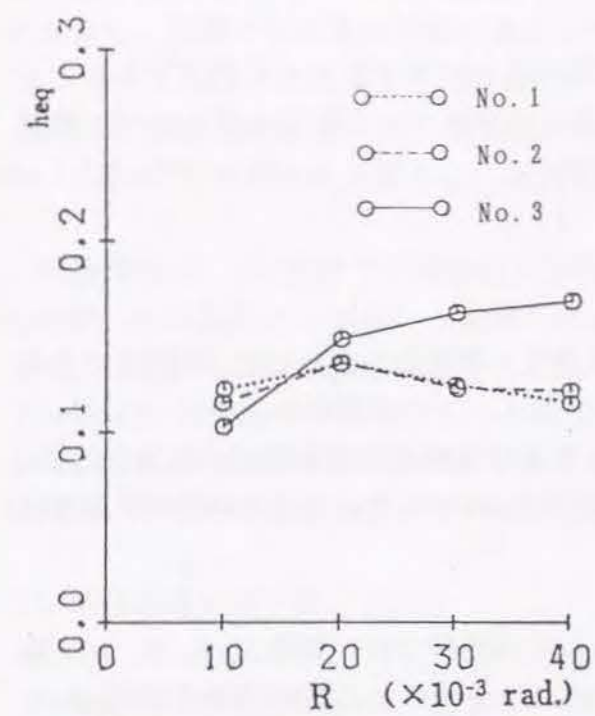


図-3.3.9 各上限変形時の1サイクル目の等価粘性減衰定数 heq

3. 3. 6 実験結果のまとめ

梁の変形能力を改善するための高強度せん断補強筋の効果を定量的に把握することを目的に、せん断スパン比、補強筋強度、補強筋量、コンクリート強度を変化させた11体の実験を行った。実験結果をまとめて以下に示す。

1) 最大耐力と破壊形式

短スパンの試験体No.1~5ではNo.1を除いて実験値の最大耐力 Q_{max} はe関数法による曲げ耐力計算値 Q_{mu} を10%以上、上回っている。長スパンの試験体No.6~11ではNo.11が $Q_{max}/Q_{mu}=0.93$ と最も小さかったが、明らかな曲げ破壊型の試験体No.7、8も $Q_{max}/Q_{mu}=0.97$ 、 0.95 と若干下回る耐力であった。試験体No.11をのぞいて、その他の試験体は概ね曲げ耐力に達していると言える。

荒川min式によるせん断強度計算値 Q_{su1} と Q_{max} との比較では試験体No.8、9、10を除いて他は全て Q_{max} が Q_{su1} を上回っており、特に中央部のせん断耐力計算値 Q_{su1c} は Q_{max} の75%程度しかない。従って、 Q_{su1} はかなり安全側のせん断強度評価式と言える。

学会指針によるせん断強度計算値 Q_{su2} では試験体No.1のみが Q_{max} を下回るだけで他は全て、 Q_{max} を超えており Q_{su1} に比較して精度の高い評価式と言える。

学会指針による付着破壊の判定法 $\tau_{bu}/\tau_f \leq 1.0$ は短スパンの梁に対しては良くその破壊モードを判定していると言える。

長スパンの梁では試験体No.6、11の τ_{bu}/τ_f はそれぞれ1.85、1.48と1.0以上であるが、最終モードが付着破壊となっており危険側の判定となる。しかし試験体No.6は先に材端部の曲げせん断クラックが大きく開いたことが付着破壊を誘発したこと、また試験体No.11においてもせん断ひびわれと同時に付着ひびわれも急激に進行したことを考えると、せん断耐力が不十分であったための現象と言え、付着破壊の判定式の評価には不適切と言える。

試験体No.1、2の比較では高強度筋を使用した効果は現われず付着強度には補強筋強度は関係しないことがわかる。

2) 限界変形角

最終破壊モードが付着破壊であった試験体は、いずれも限界変形角 R_u は $30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ であったが、その他は $R_u = 40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ を超える限界変形を示した。

試験体No.3、4、5の比較ではNo.4がコンクリート強度が増加したにも拘わらずNo.3に

比べ R_u は減少している。これは試験体No.4の主筋位置寸法が他に比べて両端でバラツキが大きく、実験でも損傷が片側に集中したためと思われる。

試験体No.6、7の比較では、補強筋が普通強度のNo.6の R_u が $30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で、高強度のNo.7の R_u が $40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ と増大し、補強筋強度の有効性を示している。

試験体No.7、8の比較では補強筋量の倍増で限界変形角 R_u が40から $75 \times 10^{-3} \text{rad.}$ に増加したが、それ以上コンクリート強度を上げても、補強量を増加しても限界変形は変わらず、いずれも良好な荷重変形関係を示した。

今回の実験の範囲では学会指針による限界変形角計算値 R_{cal} は、全体として実験値に比べ、小さめの評価となっている。

3) 等価粘性減衰定数

付着破壊した試験体No.1、2、6はいずれも $20 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 以降に耐力低下と共に等価粘性減衰定数 heq は低下したが、その他は短スパン梁では一定値、長スパン梁では上昇傾向を示した。

変形角 R_u が $30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ の繰返し1回目の比較では、等価粘性減衰定数 heq は短スパン梁では0.2以下、長スパン梁では0.2以上を示す。

3.4 実験シリーズ (3)

3.4.1 目的

シリーズ (1)、(2) では高層RC造に採用される頻度の多いせん断スパン比 ($M/QD=3.0$) の領域を中心として試験体を選定していた。これらは変形性能上も有利な範囲を選択していることとなっている。せん断スパン比が 2.0 以下では実験結果も少なく、変形能力も劣るとされている。しかし、チューブ構造などでは柱スパンが小さく、短スパン梁にならざるを得ない。

従って、本シリーズは変形性能上は不利な短スパン ($M/QD=1.5$) で、かつ引張鉄筋量の大きな範囲 ($P_{tmax} = 3.31\%$)、高強度のコンクリート ($F_{cmax} = 746746\text{kgf/cm}^2$) を含んだ範囲を選んで、高強度せん断補強筋で補強した曲げ破壊先行型梁の変形性能を確認することを目的とした。

3.4.2 試験体

試験体の形状寸法および配筋を図-3.4.1 に示す。また試験体の一覧を表-3.4.1 に示す。試験体は約 2/3 の縮小モデルである。形状は全て同じ 6 体からなり、主筋量、コンクリート強度および補強筋量を変化させ変形性能に与える影響をつかむことを目的とした。

主筋量は上下共 8 本の 2 段筋とし補強筋はすべて高強度筋でシリーズ (2) と同じく突き合わせ溶接による閉鎖型とし外周と内部のダブル補強とする。なお、短スパンであることから全長にわたって同じ補強量とした。 P_t は主筋径を変化させることで $P_t=1.88\sim 3.31\%$ と非常に大きな範囲を選んだ。 P_t のレベル、即ちせん断力レベルは 4 段階とした。

試験体 B1、B2 は主筋を 8 本の D16 ($P_t=1.88\%$) とし、補強量をそれぞれ $P_w=0.528$ 、 0.634% とした。この補強筋量は学会指針により逆算した降伏ヒンジ回転角計算値 R_p がそれぞれ $17\times 10^{-3}\text{rad.}$ 、 $30\times 10^{-3}\text{rad.}$ となる値である。

試験体 B3、B4 は主筋量を 4 本の D16 と 4 本の D19 ($P_t=2.34\%$) と増加させ補強筋量を $6.35\phi\text{-@}50\text{mm}$ ($P_w=0.938\%$) としコンクリート強度をそれぞれ $\sigma_B = 558$ 、 746kgf/cm^2 とした。降伏ヒンジ回転角計算値 R_p はともに $30\times 10^{-3}\text{rad.}$ である。

試験体 B5、B6 は同じ高強度 ($\sigma_B=746\text{kgf/cm}^2$) のコンクリートで主筋量を 8 本の D19、4 本の D19 ($P_t=2.77\%$) と 4 本の D22 ($P_t=3.31\%$) と増加させ、学会指針によりせん断補強の限界まで補強 ($P_w=1.066$ 、 1.535%) した。降伏ヒンジ回転角計算値 R_p はそれぞれ $23\times 10^{-3}\text{rad.}$ 、 $18\times 10^{-3}\text{rad.}$ である。また付着破壊に対しては、いずれも指針式の判定法に従って安全率が 1.1 倍以上あるように設計した。以上の計算耐力は表-3.4.2 に示す。

| 名称 | 断面 | 主筋 | | | コンクリート 圧縮強度 σ_c kgf/cm ² | せん断補強筋 | | |
|-----|----|--------------|---------------------|--|---|-----------------------|--------------------|--|
| | | 本数、径 | 引張鉄筋比 P_t % | 降伏強度 σ_{sy} kgf/cm ² | | 配筋 | 補強筋量 P_w % | 降伏強度 σ_{sy} kgf/cm ² |
| B 1 | | 8-D16 | 1.88 | (D16) 3778 | 558 | 4-5 ϕ -@55 | 0.528 | 8694 |
| B 2 | | | | | | 4-5 ϕ -@45.8 | 0.634 | |
| B 3 | | 4-D16, 4-D19 | 2.34 | (D19) 4054 | 746 | 4-6.35 ϕ -@50 | 0.938 | 8957 |
| B 4 | | | | (D22) 3795 | | | | |
| B 5 | | 8-D19 | 2.77 | | | 4-6.35 ϕ -@44 | 1.066 | |
| B 6 | | 4-D19, 4-D22 | 3.31 | | | 4-6.35 ϕ -@30.56 | 1.535 | |

表-3.4.1 試験体一覧

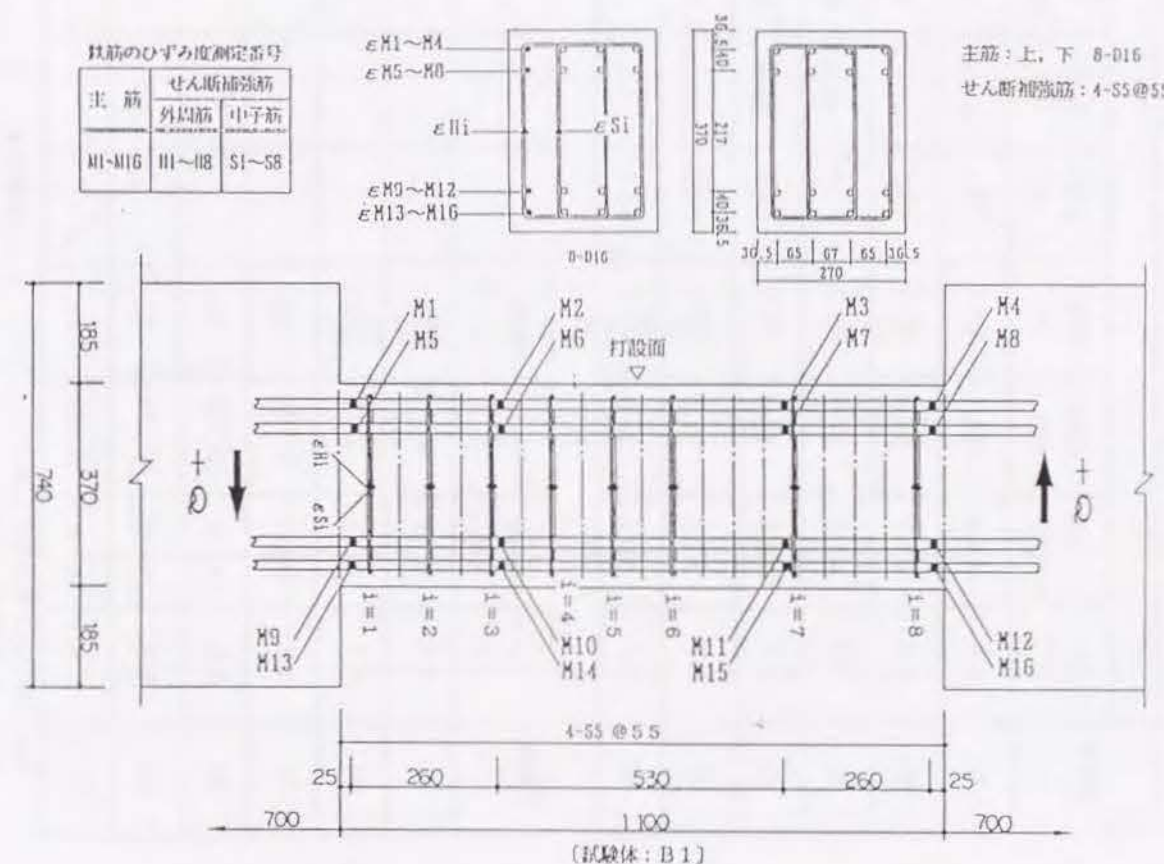


図-3.4.1 試験体の形状寸法および配筋

表-3.4.2 試験体強度剛性計算値および実験値

| 試験体 | 計算値 | | | | | | | | | | | | | |
|-----|-------------|--------------|--------------|--------------|---------------|---------------|---------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| | Qcr (tf) | Qmu (tf) | Qsu1 (tf) | Qsu2 (tf) | Qsu1c (tf) | Qsu2c (tf) | τ_{bu} (kgf/cm ²) | τ_f (kgf/cm ²) | K_e ($\times 10^3$ tf/rad) | K_y ($\times 10^3$ tf/rad) | α_y | R_y ($\times 10^{-3}$ rad) | R_p ($\times 10^{-3}$ rad) | R_u ($\times 10^{-3}$ rad) |
| B1 | 6.8 | 34.3 | 33.1 | 64.1 | 33.1 | 27.83 | 44.30 | 38.20 | 21.28 | 3.34 | 0.111 | 9.44 | 17.05 | 26.94 |
| B2 | 6.8 | 34.3 | 34.4 | 69.1 | 33.4 | 27.83 | 46.42 | 38.20 | 21.28 | 3.34 | 0.111 | 9.44 | 37.40 | 46.84 |
| B3 | 7.0 | 41.8 | 37.8 | 74.5 | 37.8 | 29.09 | 48.15 | 43.90 | 21.93 | 3.28 | 0.107 | 11.96 | 29.20 | 41.16 |
| B4 | 7.7 | 43.2 | 42.9 | 76.9 | 42.9 | 29.97 | 55.67 | 43.90 | 23.89 | 3.57 | 0.106 | 10.39 | 30.90 | 41.29 |
| B5 | 8.0 | 50.8 | 45.0 | 78.9 | 45.0 | 30.53 | 53.93 | 48.90 | 24.80 | 3.68 | 0.106 | 12.23 | 23.20 | 35.43 |
| B6 | 8.2 | 56.4 | 48.6 | 77.3 | 48.6 | 29.43 | 58.58 | 50.70 | 25.45 | 3.63 | 0.103 | 14.07 | 17.90 | 31.97 |
| 試験体 | 実験値 | | | | | | | | | | | | | |
| | Qcr (tf) | Qmax (tf) | heq | 破壊 モード | | | | | K_e ($\times 10^3$ tf/rad) | K_y ($\times 10^3$ tf/rad) | α_y | | | R_u ($\times 10^{-3}$ rad) |
| B1 | 4.9 | 37.6 | 0.180 | FS | | | | | 18.05 | 4.56 | 0.139 | | | 50 |
| B2 | 4.9 | 38.1 | 0.180 | FS | | | | | 14.26 | 4.85 | 0.148 | | | 50 |
| B3 | 5.9 | 46.7 | 0.180 | FS | | | | | 16.92 | 4.95 | 0.151 | | | 50 |
| B4 | 8.0 | 47.8 | 0.185 | FS | | | | | 17.69 | 5.07 | 0.130 | | | 50 |
| B5 | 9.9 | 56.9 | 0.175 | FS | | | | | 15.08 | 5.89 | 0.151 | | | 50 |
| B6 | 6.9 | 61.6 | 0.190 | FS | | | | | 15.92 | 6.24 | 0.160 | | | 50 |

Qmax: 実験最大強度

Qcr: 曲げひび割れ時せん断力

Qmu: 曲げ強度時せん断力

Qsu1: 荒川min式材端部せん断強度

Qsu2: 指針式材端部せん断強度(Rp=0)

 τ_{bu} : 付着強度 τ_f : 付着応力

Qsu1c: 荒川min式中央部せん断強度

Qsu2c: 指針式ヒンジ域外せん断強度

 K_e : 初期剛性 K_y : 降伏時剛性 α_y : 降伏時剛性低下率 R_y : 降伏時材角heq: 等価粘性減衰定数 R_u : 限界変形角

3.4.3 使用材料

表-3.4.3に使用材料の一覧を示す。高強度筋の降伏強度は0.2%オフセット法による。コンクリートの養生は現場封函養生とした。

表-3.4.3 使用材料一覧

| 種別 | 呼び名 | 鋼材の力学的性質 | |
|--------|-----|-------------------------------|-------------------------------|
| | | 降伏強度 (kg/cm ²) | 引張強度 (kg/cm ²) |
| 主筋 | D16 | 3,780 | 5,620 |
| | D19 | 4,050 | 6,360 |
| | D22 | 3,800 | 5,690 |
| せん断補強筋 | 5φ | 8,690 | 9,650 |
| | 6φ | 8,960 | 9,900 |
| | | | 16.1 |

コンクリートの調査

| 種別 | 組骨材 の最大 寸法 (mm) | 水セメント 比 (%) | 細骨材 率 (%) | 単位 水量 (kg/m ³) | セメント量 (kg/m ³) | 細骨材 (kg/m ³) | 粗骨材 (kg/m ³) | 湿和剤 量 AE (kg/m ³) | 実験値 | | |
|-------------|--------------------------|----------------|--------------|----------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------------------------|--------------|------------|----------------------|
| | | | | | | | | | スランプ (cm) | 空気量 (%) | コンクリート 温度 (°C) |
| ① Fc=480 | 13 | 45 | 55.2 | 185 | 411 | 911 | 754 | 6.66 | 22.5 | 3.9 | 28.5 |
| ② Fc=600 | 13 | 35 | 49.9 | 185 | 529 | 776 | 793 | 7.94 | 21.5 | 4.0 | 28.0 |

コンクリートの力学特性

| 試験体 | 圧縮強度 (ka/cm ²) | 圧縮強度時歪 (×10 ⁻³) | ヤング係数 (×10 ⁵ ka/cm ²) |
|---------|-------------------------------|--------------------------------|---|
| B-1,B-2 | 558 | 2.82 | 2.90 |
| B-3 | | | |
| B-4,B-5 | 746 | 3.09 | 3.26 |
| B-6 | | | |

3. 4. 4 実験方法

荷重方法、測定方法はシリーズ(2)に同じであるが、荷重サイクルについては $R=5 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 、および $50 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ でのそれぞれ3サイクルの繰返し荷重を追加し、計17サイクル繰返し、その後正方向へ単調増加した。荷重サイクルを図-3.4.2に示す。

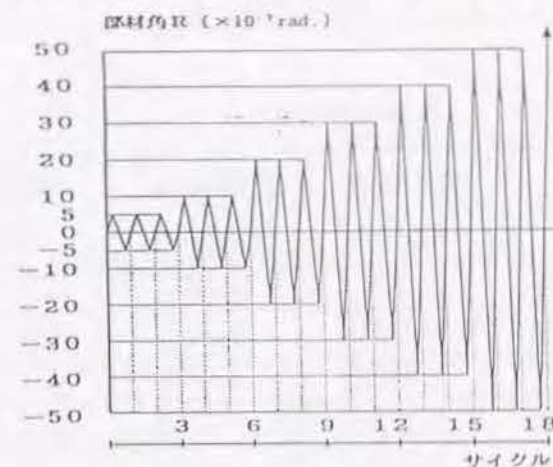


図-3.4.2 荷重サイクル

3. 4. 5 実験結果

1) ひびわれおよび破壊性状

各試験体とも1サイクル目において材端部の曲げひびわれ、および斜ひびわれ、ならびに主筋に添った付着ひびわれが発生した。部材角 $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ では降伏変形に達し荷重はほとんど増大しなくなった。さらに次のサイクルである $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ でのくり返し荷重で材端部のコンクリートが圧壊した。その後、徐々に曲げひびわれおよび斜ひびわれの開口幅が拡大した。試験体B3~B6は $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ にて、試験体B1、B2は $R=40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ にて最大耐力に達した。その後 $R=40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ のくり返しにおいて耐力低下がおこり、さらに $R=50 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 時のくり返しで材端部コアコンクリートの斜ひびわれが進展し著しい耐力低下を起こした。特に補強筋量が最も少ない試験体B1、最大荷重が最も大きい試験体B6は繰返し2回目で大きく耐力が低下した。各試験体とも主筋に添った付着ひびわれは発生しているものの、付着破壊の安全率が最も低い試験体B3以外は付着ひびわれの開口幅は余り進展しなかった。試験体B3は $R=50 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ のくり返しで付着ひびわれは進展したが、それよりもコアコンクリート内の斜ひびわれの進展が著しかった。各試験体の最終状況を写真-3.4.1に、実験結果強度一覧を表-3.4.2に示す。

2) 荷重 (Q_b) - 部材角 (R) 関係

図-3.4.3に各試験体の荷重 (Q_b) - 部材角 (R) 関係を示す。いずれの試験体もシリーズ(2)の短スパン梁同様にスリップ型の荷重-変形関係を示したが、これは主として材端部における斜ひびわれの進展にともなって生じたと考えられる。図-3.4.4に各荷重サイクルの上限変形時の荷重の変化を示す。いずれの試験体も $R=50 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ のくり返しで耐力低下が激しかったことがわかる。限界変形角 R_u は前記各シリーズと同じ定義で設定した(最大荷重の80%を維持した繰返し1回目の最大変形角)。学会指針で算定した限界部材角が $R_u = 27 \sim 37 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ にも拘わらず、実験では全試験体が $R_u = 50 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ となった。

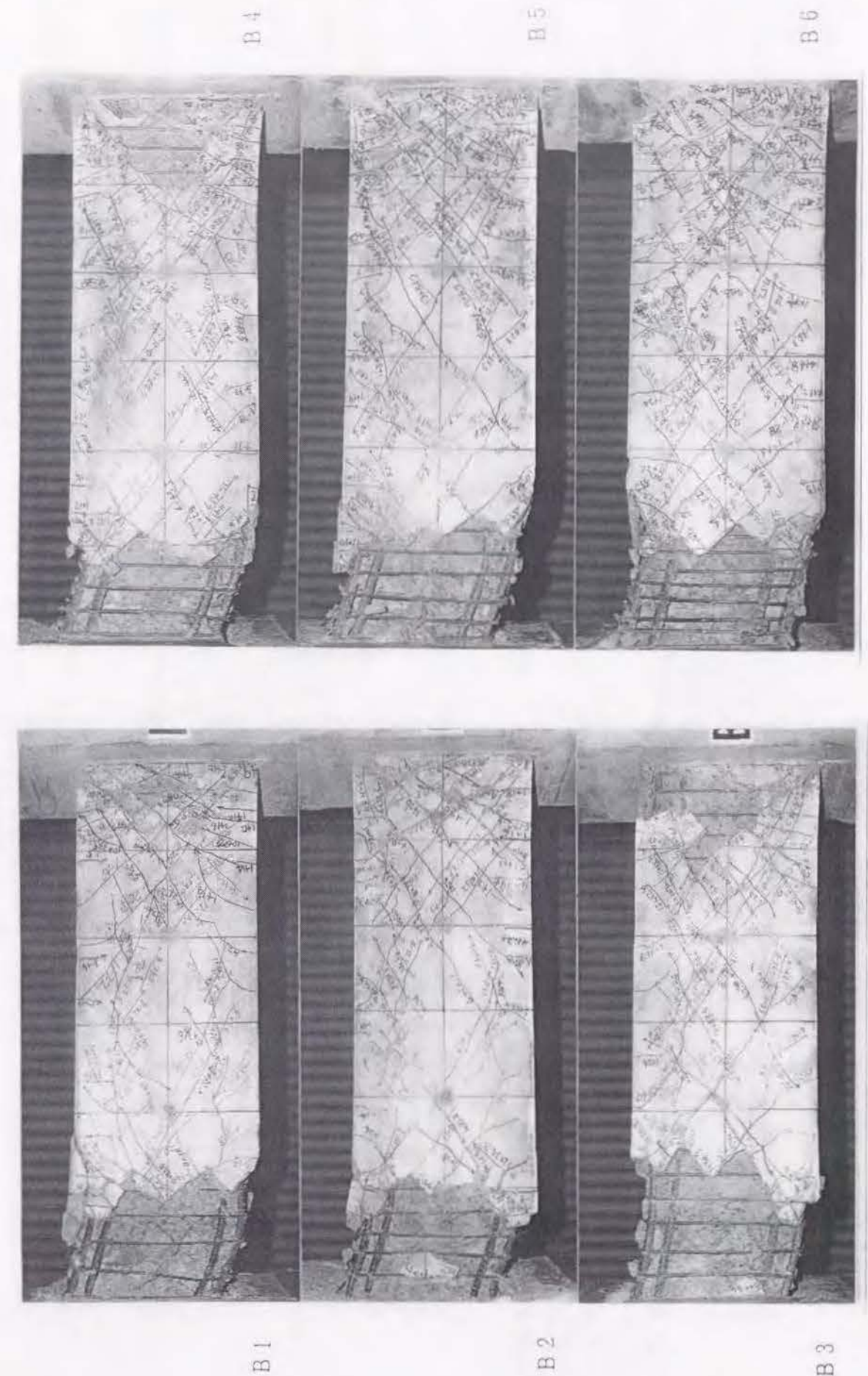


写真-3.4.1 最終状況

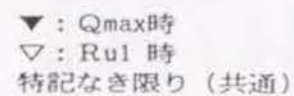


図-3.4.4 各サイクル上限変形時せん断力

3) 材端部の変形状

材端部1Dの範囲の全体回転角 θ' 、曲げ回転角 θ およびせん断変形角 γ と荷重関係の代表例を図-3.4.5に示す。また各サイクル上限変形時の全体回転角 θ' 、曲げ回転角 θ およびせん断変形角 γ の代表例を図-3.4.6に示す。各変形成分は試験体間ではほぼ同じであるが、曲げ回転角 θ は $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 以降余り増大せず、 $R=50 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ の繰り返しで急激に減少しているのに対して、せん断変形は $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 以降に急増している。従って最大荷重以降はせん断変形が主になっていることがわかる。なお、各試験体とも限界部材角時の全体変形角 θ' に対するせん断変形角 γ の割合(γ/θ')は約80%であった。

4) せん断補強筋の歪性状

各試験体におけるせん断補強筋の歪分布を図-3.4.7に示す。いずれもシリーズ(2)の短スパン梁と同じく材端部1D程度の部分が最大を示す分布形を示している。最も補強筋量が少ない試験体B1では耐力低下する $R=50 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で材端部の補強筋歪の1部が降伏歪を超えたが、その他の試験体は $\epsilon=2.0 \sim 4.0 \times 10^{-3}$ 程度であり降伏していない。補強筋量の最も多い試験体B6は歪は最も小さく $\epsilon=2.0 \times 10^{-3}$ 程度に留まった。また材端部に比べ中央部にあるせん断補強筋の歪は小さく $\epsilon=1.5 \sim 2.0 \times 10^{-3}$ 程度であった。ただ歪の小さい試験体B6は中央部と端部の差は少なかった。またせん断補強筋の外周部筋と内部筋の歪の違いは明瞭ではなかった。

5) せん断補強筋の負担せん断力

せん断補強筋の負担せん断力を、その歪値から推定する。図-3.4.8に部材角と負担せん断力の関係を示す。負担せん断力はせん断補強筋を材端部(a区間)と中央部(b区間)とに区分けして、各区間のせん断補強筋の平均歪 ϵ_w から鉄筋の応力歪関係を完全弾塑性型として以下の様に算定した。

$$\Sigma Q = A_w \cdot N \cdot \sigma_w$$

$$\epsilon_w \leq \epsilon_y \quad \sigma_w = E_s \cdot \epsilon_w$$

$$\epsilon_w \geq \epsilon_y \quad \sigma_w = \sigma_y$$

A_w : 1組のせん断補強筋断面積
 $N = j_t / S$ j_t : 主筋重心間距離 S : 補強筋ピッチ

材端部の補強筋負担せん断力 ΣQ_a は最大荷重近傍の部材角 $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 時には50%程度で、その後の繰り返しで急速に増加し、限界部材角時には80~90%であった。なお中央部の補強筋負担せん断力 ΣQ_b は限界部材角時において約50~70%であった。

6) 主筋の付着性状

図-3.4.9に試験体B1の1サイクル目主要荷重段階における、3測定区間における主筋の平均付着応力度分布を示す。平均付着応力度は主筋歪値から $\sigma - \epsilon$ 関係を完全弾塑性型として仮定した主筋応力から求めた。低荷重の段階では材端部の付着応力が大きい。が、所定荷重(1サイクル目の最大荷重)の段階では中央部の方が大きくなる傾向にある。

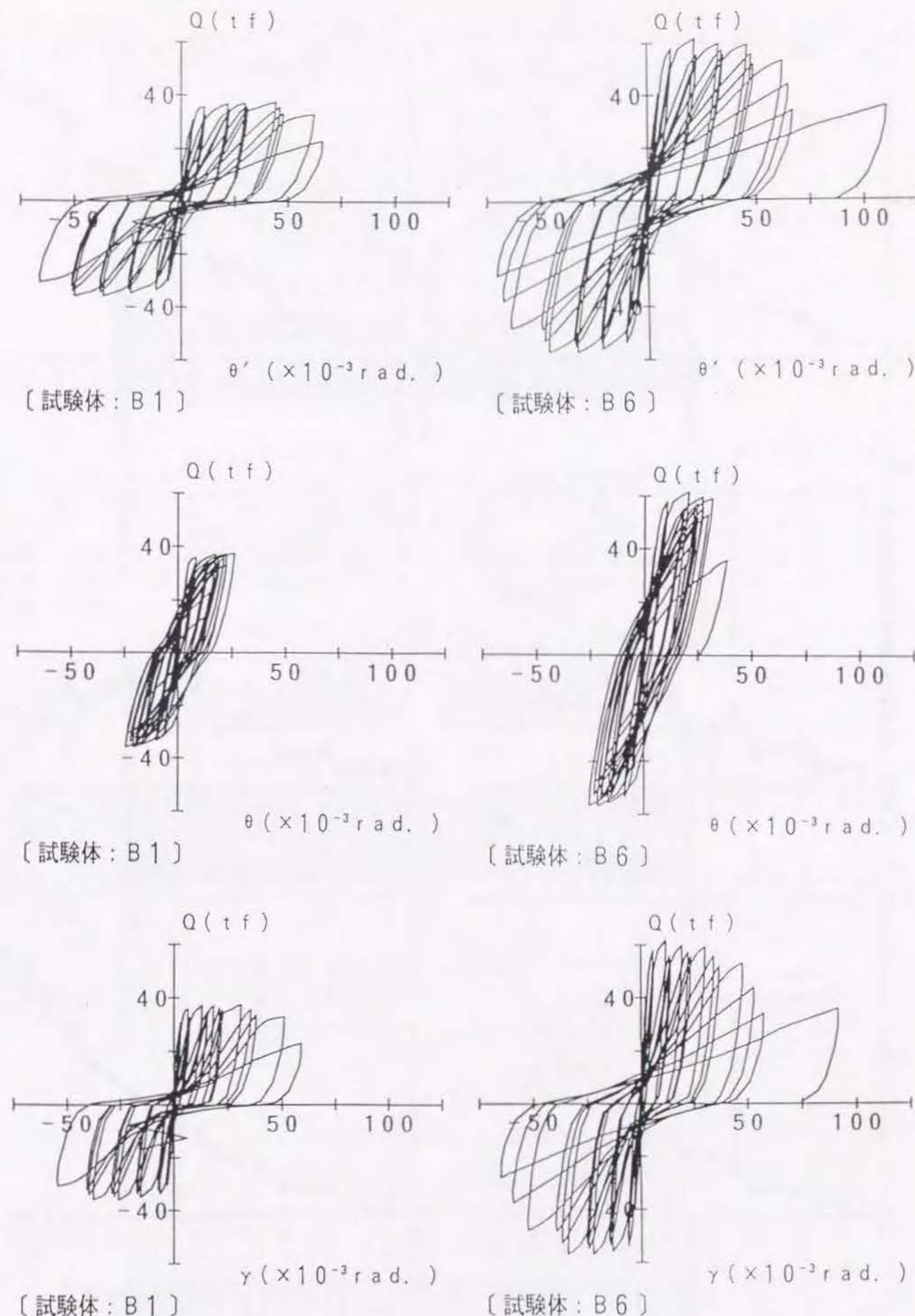
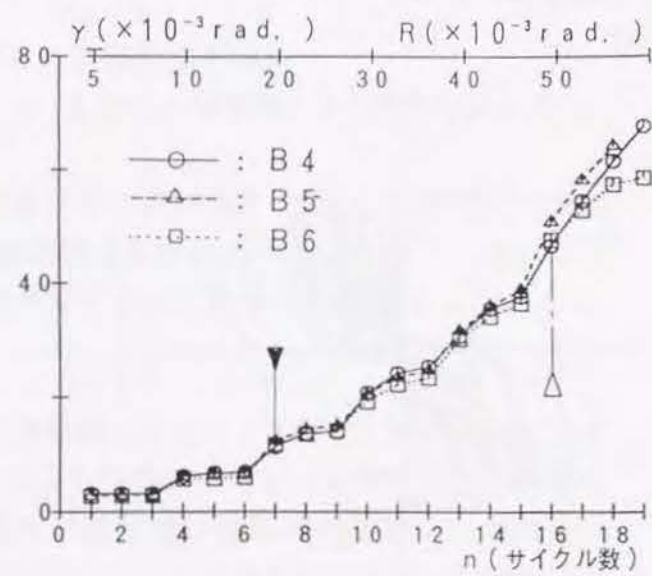
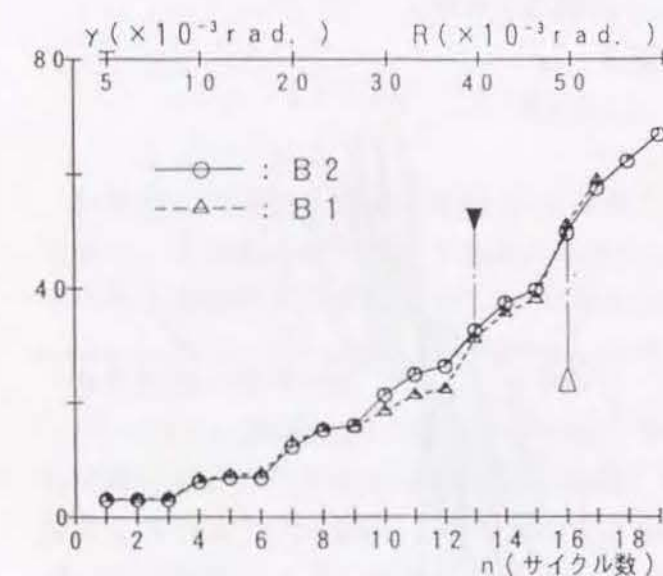
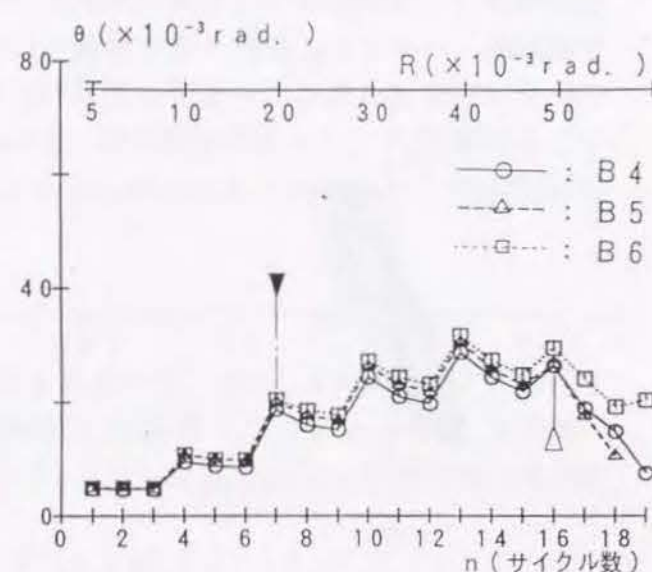
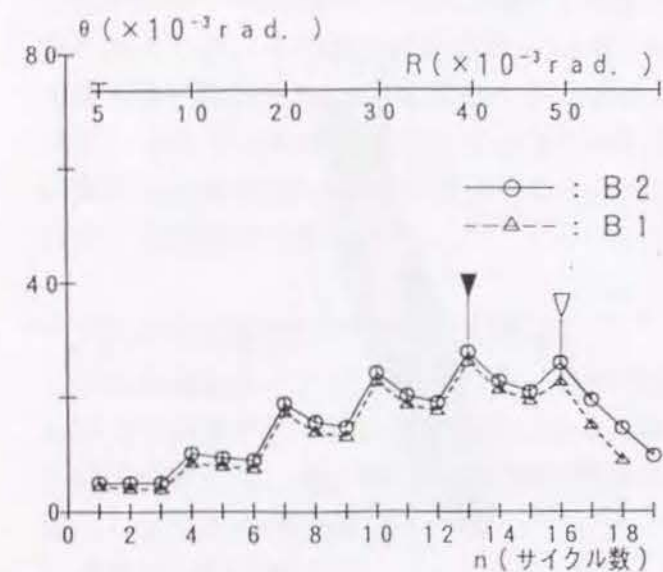
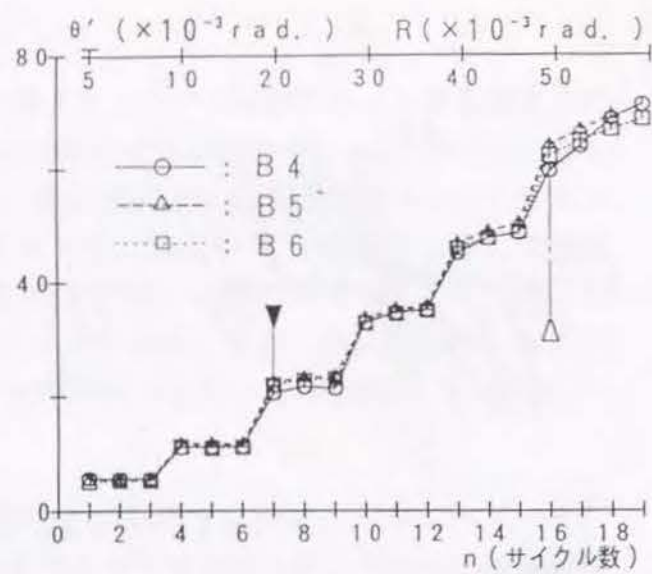
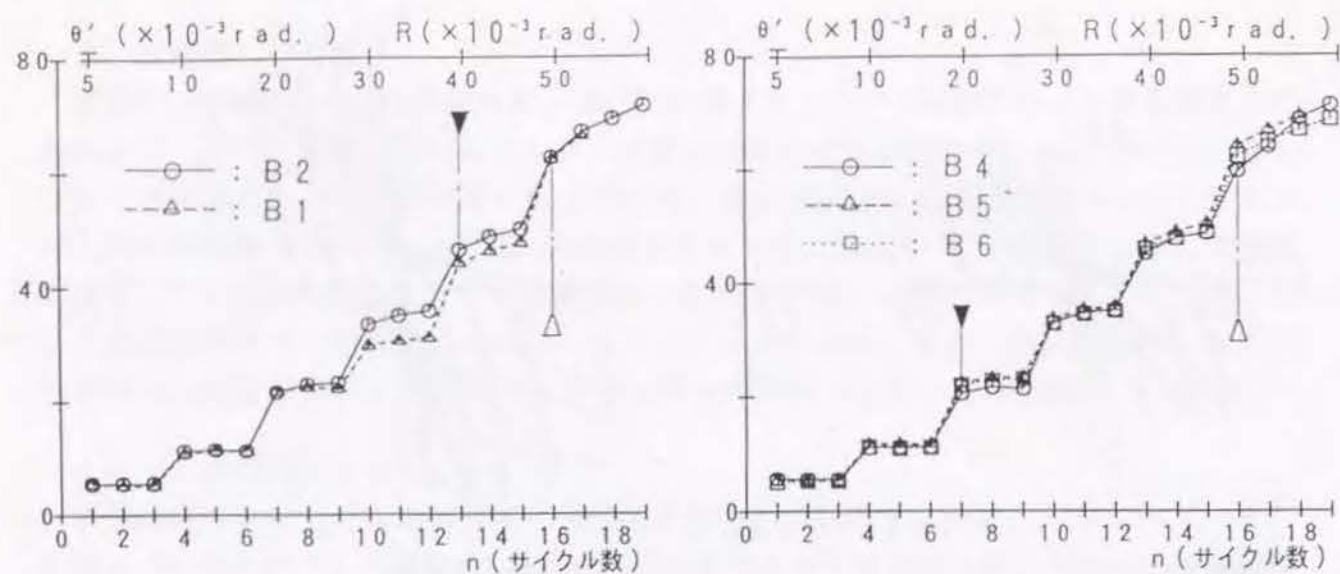


図-3.4.5 $Q_b - \theta', \theta, \gamma$ 関係(試験体: B1、B6)



▼: Qmax時
▽: Rul 時
特記なき限り (共通)

図-3.4.6 各サイクル上限変形時の θ' , θ

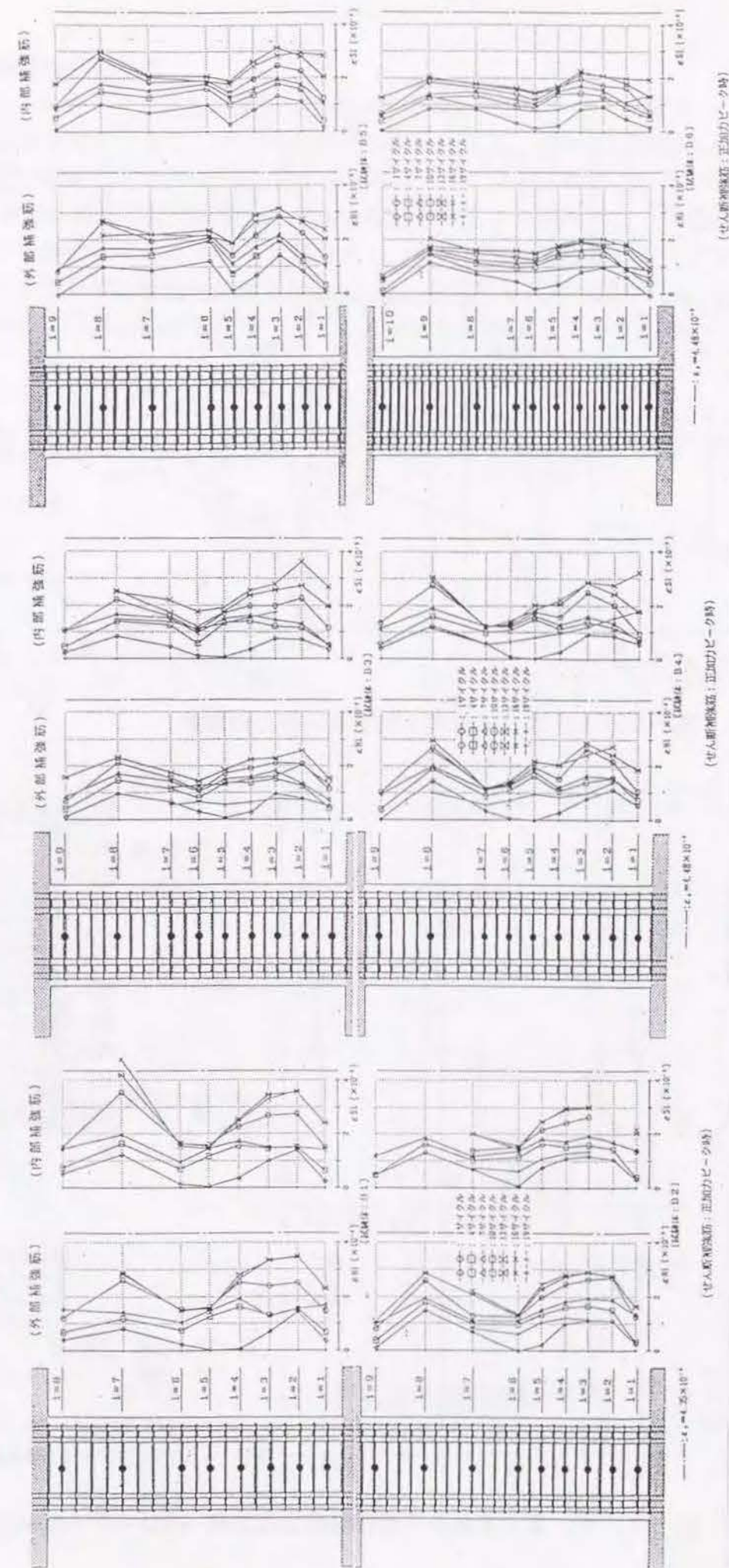


図-3.4.7 せん断補強筋の歪度分布

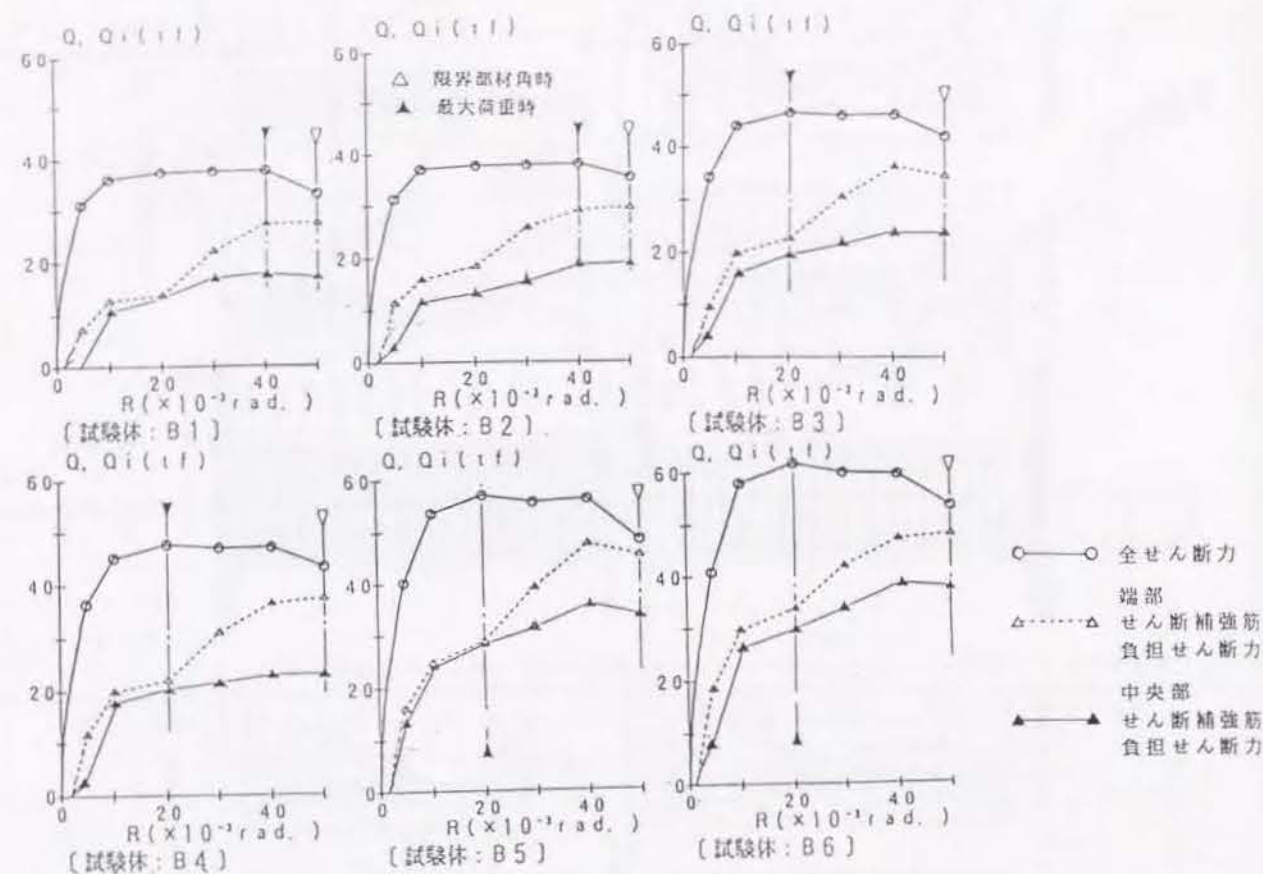


図-3.4.8 部材角と負担せん断力の関係

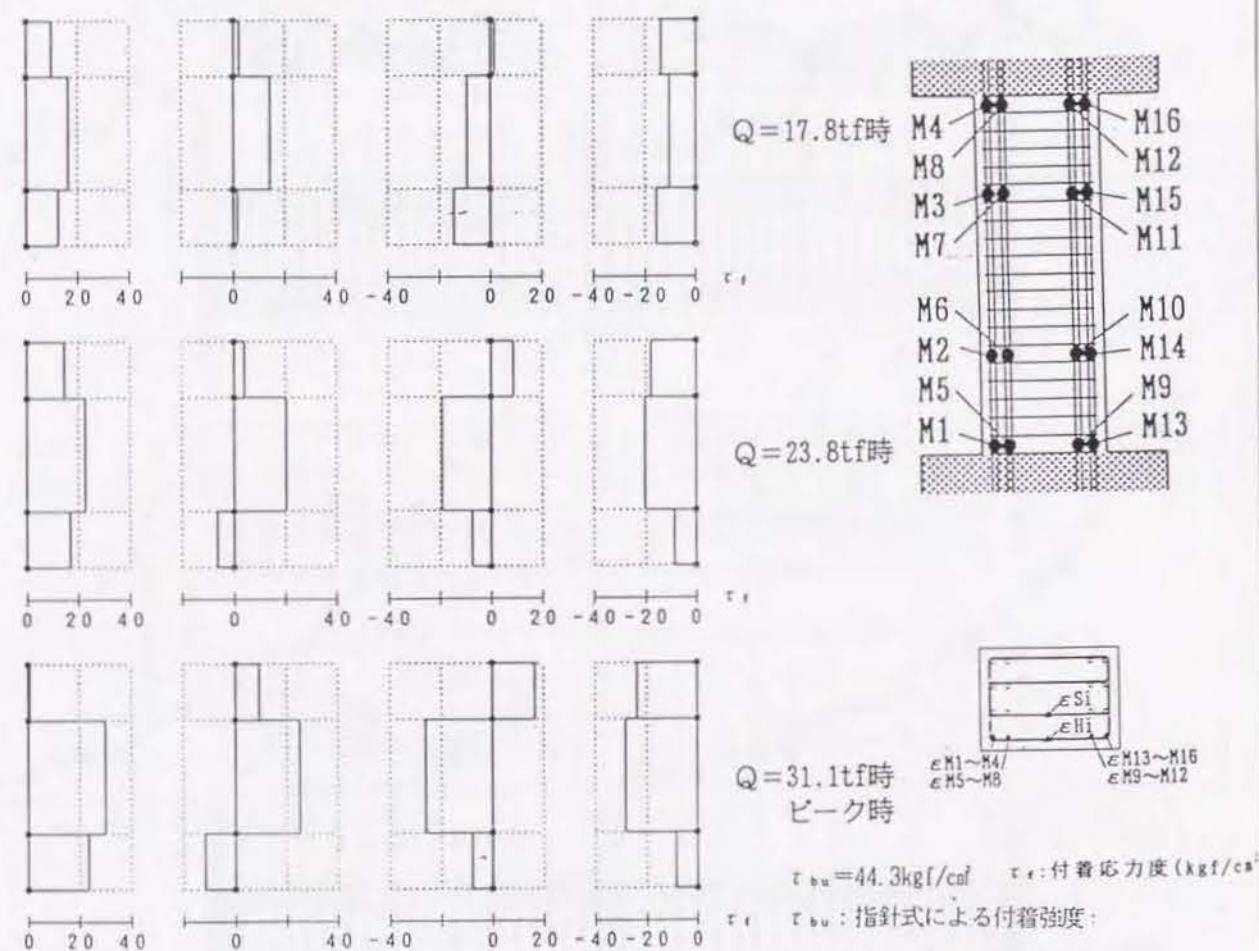


図-3.4.9 主筋の平均付着応力度分布 (B1) 1 サイクル目正加力時

7) 等価粘性減衰定数

図-3.4.10 に各サイクル毎の等価粘性減衰定数 h_{eq} を示す。算定方法はシリーズ (1) に述べた方法と同じである。いずれの試験体においても、同一変位振幅での繰返し載荷では等価粘性減衰定数 h_{eq} は繰返し数が進む程低下している。低下の度合いは部材角 $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ までは繰返し変位振幅が大きくなるほど大となり、それ以上の部材角での繰返しでは低下の度合いは小さくなる。部材角 $R=50 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ では逆に増大する傾向を示した。繰返し 1 回目での等価粘性減衰定数 h_{eq} は、最大荷重近傍の部材角 $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で最大値に達し、以降の部材角では一定もしくは徐々に減少していく。

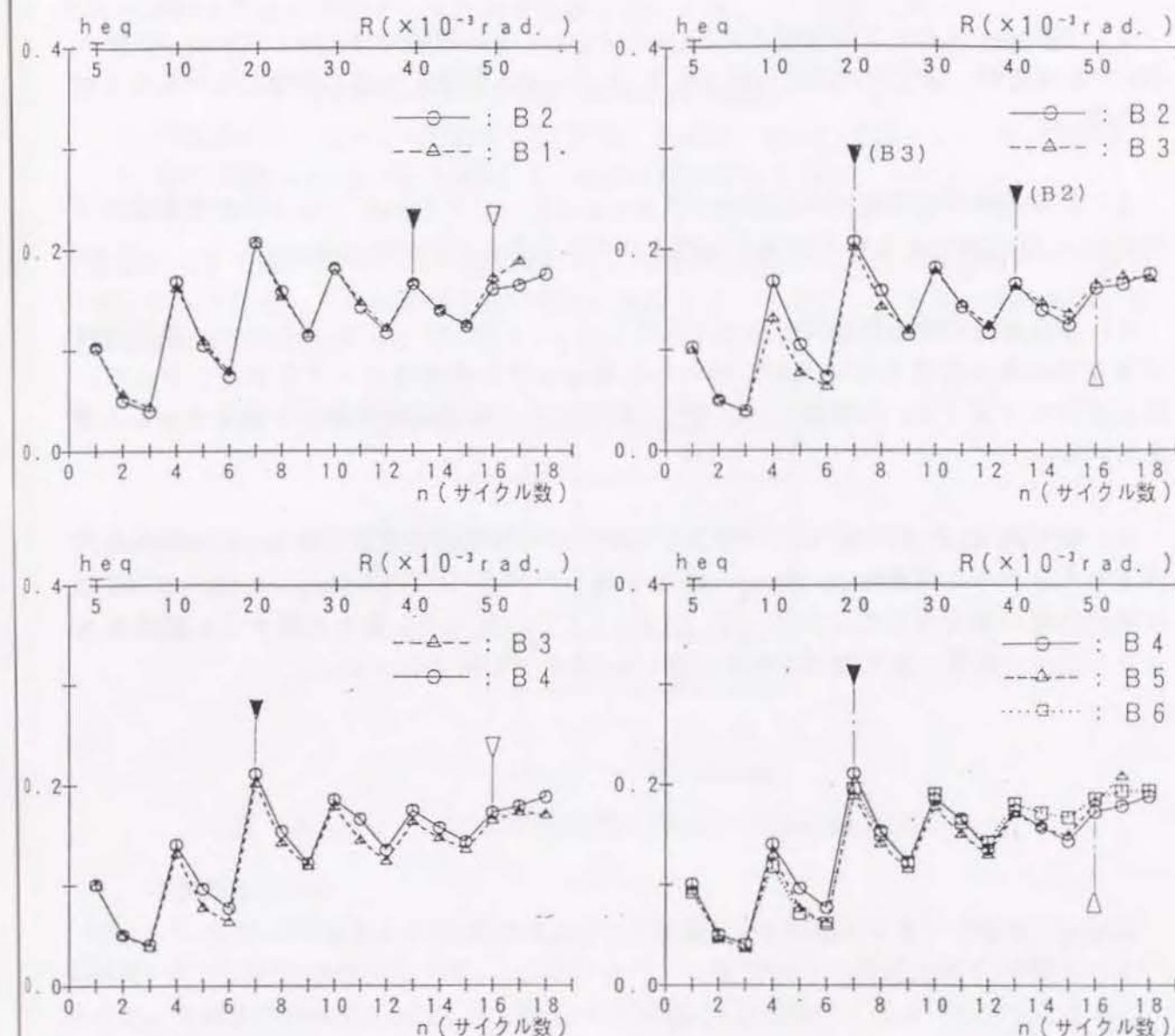


図-3.4.10 等価粘性減衰定数の推移

3. 4. 6 実験結果のまとめ

変形性能上は不利な短スパン($M/QD=1.5$)の梁で、梁主筋引張鉄筋比 P_t 、コンクリート強度 F_c 、せん断補強筋量 P_w を $\sigma_w y$ を変化させ変形性能を確認した。特に高引張鉄筋比、高強度のコンクリートを対象とした。以下に実験結果をまとめて示す。

1) 短スパン ($M/QD=1.5$) で大きな引張鉄筋比 ($P_t=3.31\%$) の梁であっても試験体はすべて曲げ降伏後の繰返しにより斜ひびわれが進展し耐力低下するヒンジ内の斜圧縮破壊モードを示し、限界変形角は $R_u = 50 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ を示した。

2) 荒川min 式のせん断強度計算値 Q_{su1} と Q_{max} との比較では $Q_{su1} / Q_{max} = 0.79 \sim 0.90$ であったが、全て曲げ降伏先行となり Q_{su1} はせん断強度を低く評価していることがわかる。

3) 学会指針の限界変形角計算値では $R_{ucal} = 27 \sim 47 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ であったが実験値はすべて $R_u = 50 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ となり評価式は控えめの値を示すことがわかる。

4) 学会指針の付着破壊判定法によれば $\tau_{bu} / \tau_f \geq 1.10 \sim 1.22$ であった。実験では付着ひびわれは発生しているがひびわれは進展せず付着破壊モードを示さなかった。従ってシリーズ (2) の実験と合わせて上記判定法で付着破壊の発生を判定できると考えられる。

5) 変形角 R_u が $30 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ の繰返し 1 回目での等価粘性減衰定数 heq は比較的耐力低下の大きかった試験体 B6 は $heq = 0.175$ であったが他の試験体は $heq = 0.180 \sim 0.190$ とほぼ同程度の値を示した。シリーズ (1), (2) の長スパン梁と比較すると顕著なスリップ形状の荷重-変形関係のため全体に heq は小さな値となった。

3. 5 実験結果の検討

実験シリーズ (1), (2), (3) をまとめて、剛性、強度、変形性能に関する検討を以下に示す。なお各種計算式、実験値の定義は 3.2.5 に示す定義による。

3. 5. 1 剛性および強度の検討

1) 初期剛性 K_e

図-3.5.1 に初期剛性 K_e の計算値と実験値の関係を示す。計算値は鉄筋断面を考慮した曲げ剛性、コンクリート断面のみのせん断剛性および材長を梁せいの1/4を両端それぞれの剛域入り込み寸法として内のり寸法に加えた値として算定した。

$$K_e = L / \{ (L'^3 / (12E \cdot I_e)) + \kappa L' / GA \}$$

L : 内法スパン $L' = L + 2(D/4)$ D : 梁成 $\kappa = 1.2$ $G = E / (2(1 + \nu))$ A : 断面積
 E : 弾性係数($\sigma_B/3$ の割線剛性) I_e : 鉄筋考慮の断面2次モーメント

計算値に対する実験値の比の平均値は0.781、標準偏差は0.112となり計算値が若干高めの値となっている。これは剛域寸法の仮定、実コンクリートとシリンドー試験の違い等の影響が考えられる。

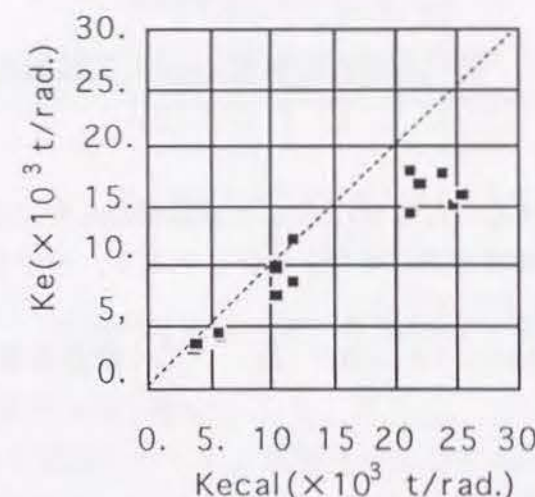


図-3. 5. 1 初期剛性計算値 K_{ecal} と実験値 K_e の関係

2) 降伏時剛性 K_y

図-3.5.2 に降伏時剛性 K_y の計算値 K_{ycal} と実験値 K_y の関係を示す。計算値 K_{ycal} は文献7)による降伏時剛性低下率 α_y にコンクリート断面のみの曲げ剛性 I_o の積として求めた。実験値の降伏時剛性 K_y は文献8)による Q_y 点通過剛性に基づいた方法による。

$$\begin{aligned} M/QD > 2 \quad \alpha_y &= [0.043 + 1.64 \cdot n \cdot P_t + 0.043 \cdot a/D + 0.325 \cdot N/(B \cdot D \cdot \sigma_B)] (d/D)^2 \\ M/QD \leq 2 \quad \alpha_y &= [-0.0836 + 0.159 \cdot a/D + 0.169 \cdot N/(B \cdot D \cdot \sigma_B)] (d/D)^2 \\ K_y &= (12E \cdot I_o / L^2) \cdot \alpha_y \quad I_o: \text{コンクリート断面のみの断面2次モーメント} \end{aligned}$$

計算値に対する実験値の比の平均値は全試験体では1.789、標準偏差0.46となった。

初期剛性とは逆に計算値はかなり低めの値を示している。試験体を短スパン $M/QD \leq 2.0$ と長スパン $M/QD > 2.0$ とを別に比較してみると、短スパンの試験体（シリーズ（2）の No.1～No.5 およびシリーズ（3））11体の平均値は1.387、標準偏差は0.150となった。長スパンの試験体（シリーズ（1）およびシリーズ（2）の No.6～No.10）10体の平均値は2.231、標準偏差は0.199となった。これから、明らかに短スパンの方が精度が高いと言える。本実験のように引張鉄筋比が高くせん断補強量の多い試験体では文献7)の評価式は低めの剛性低下率 α_y を与えると言える。

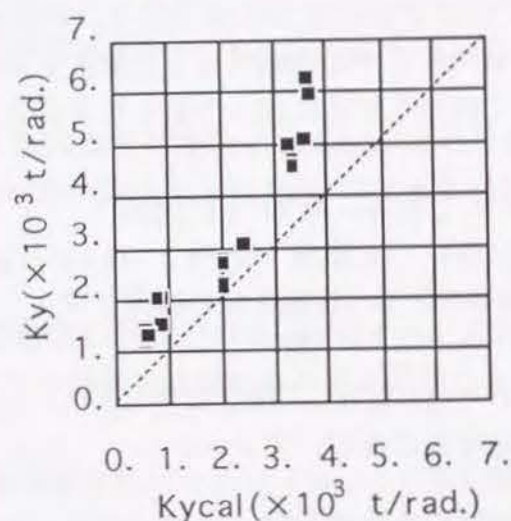


図-3.5.2 降伏時剛性計算値 K_{ycal} と実験値 K_y の関係

3) 曲げひびわれ強度 Q_{cr}

図-3.5.3 に曲げひびわれ強度の計算値 $Q_{cr cal}$ と実験値 Q_{cr} を示す。計算値に対する実験値の比の平均値は0.918、標準偏差は0.363 となっており、バラツキは大きい。計算値は比較的良く実験値を対応を示している。

$$Q_{cr cal} = 2M_{cr} / L \quad M_{cr} = 1.8 (\sigma B)^{0.5} Z_e \quad Z_e: \text{鉄筋を考慮した断面係数} \\ \sigma B: \text{コンクリート強度}$$

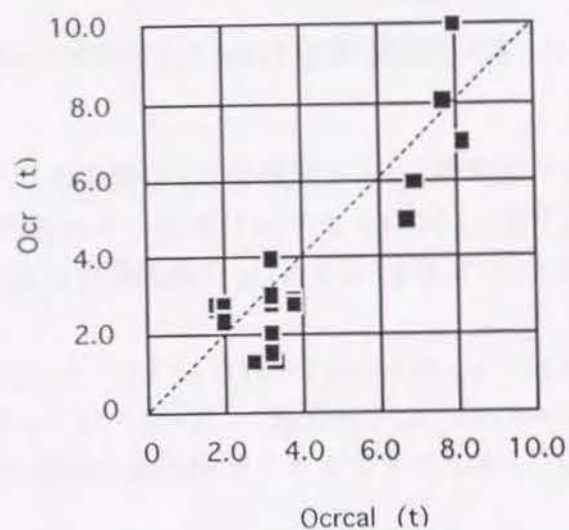


図-3.5.3 曲げひび割れ強度計算値 $Q_{cr cal}$ と実験値 Q_{cr} の関係

4) せん断強度 Q_{su}

本実験は曲げ降伏先行の梁の変形能を検討しているが、既往のせん断強度式と実験での最大強度の関係を検討する。図-3.5.4 に荒川min 式（文献6）による材端部のせん断強度 Q_{su1} と実験値の最大強度 Q_{max} の関係を示す。それぞれは曲げ降伏時せん断力の計算値 Q_{mu} により無次元化した。 Q_{su1}/Q_{mu} が1以下であっても実験値 Q_{max} はほぼ曲げ耐力に達している。これより Q_{su1} は本実験のように高強度のせん断補強筋を中心とした補強量の多い部材のせん断強度に対しては安全側の評価となることを示している。

$$Q_{su1} = \{0.092 \cdot K_u \cdot K_p \cdot (\sigma B + 180) / (M/Qd + 0.12) + 2.7 \sqrt{P_w \sigma_{wy}}\} \cdot b \cdot j$$

K_u : 断面寸法による補正係数 $K_p = 0.82 P_t^{0.82}$ P_t : 引張鉄筋比
 M/Qd : せん断スパン比 $P_w \sigma_{wy}$: せん断補強量 σB : コンクリート強度

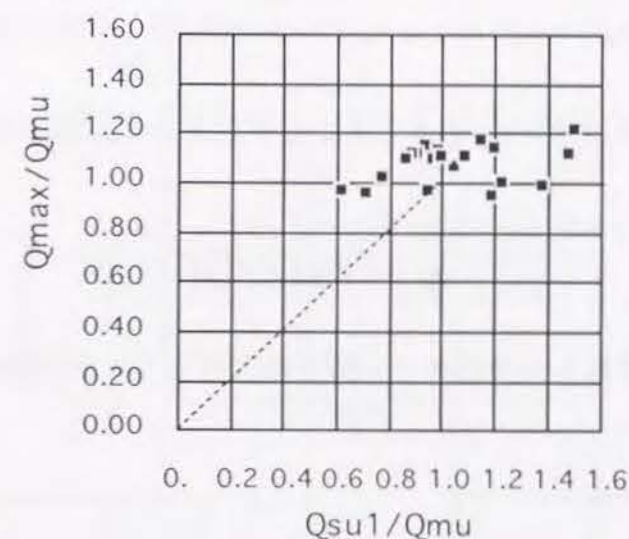


図-3.5.4 材端部せん断強度計算値 Q_{su1} と実験最大強度 Q_{max} の関係

長スパンの試験体（シリーズ（1）、シリーズ（2）の No.6～No.11）では中央部の補強筋量を材端部に比べて低減している。試験体中央部せん断強度の計算値 Q_{su} と実験時の最大耐力 Q_{max} の比較を図-3.5.5 に示す。いずれも曲げ降伏時せん断力計算値 Q_{mu} により無次元化している。

計算値 Q_{su} は荒川min 式に中央部せん断補強筋量 $(P_w \sigma_{wy})_c$ を与えて求めた Q_{su1c} と学会指針のヒンジ域外のせん断強度式によって求めた Q_{su2c} の2種類について求めた。

指針式で考えている塑性理論に基づくトラス、アーチ機構によるせん断強度式ではヒンジ発生部材ではヒンジ域と非ヒンジ域の境界の1点でコンクリートが有効強度 $\nu \sigma B$ に達して部材としてのせん断強度が決定する（参考文献24）。従って、材端部（ヒンジ域）と中央部（非ヒンジ域）のせん断強度が独立に算定できるものではない。しかし、ここでは簡単のために、指針での設計式にならい、それぞれの範囲でせん断強度が独立して算定できるものとして次のように算定した。

実験で得られた限界変形角 R_u より降伏時部材角 R_y を差し引き塑性回転角 R_p を求める。この R_p を用いて以下よりコンクリート有効強度係数 ν_o を求める。

$$R_p > 0.05 \text{ rad. } \nu_o = 0.25 \quad 0 < R_p \leq 0.05 \text{ rad. } \nu_o = (1.0 - 15R_p) \nu_o$$

但し、 $\nu_o = 0.7 - \sigma_B / 2000$

この ν と材端部のせん断補強量 $(P_w \sigma_{wy})_e$ をもちいて以下の式から最小の $\cot \phi$ を求める

$$\cot \phi = \min [2.0, j_t / (D \tan \theta), \sqrt{(\nu \sigma_B / (P_w \sigma_{wy})_e - 1.0)}]$$

この $\cot \phi$ と $(P_w \sigma_{wy})_e$ から β を求める。

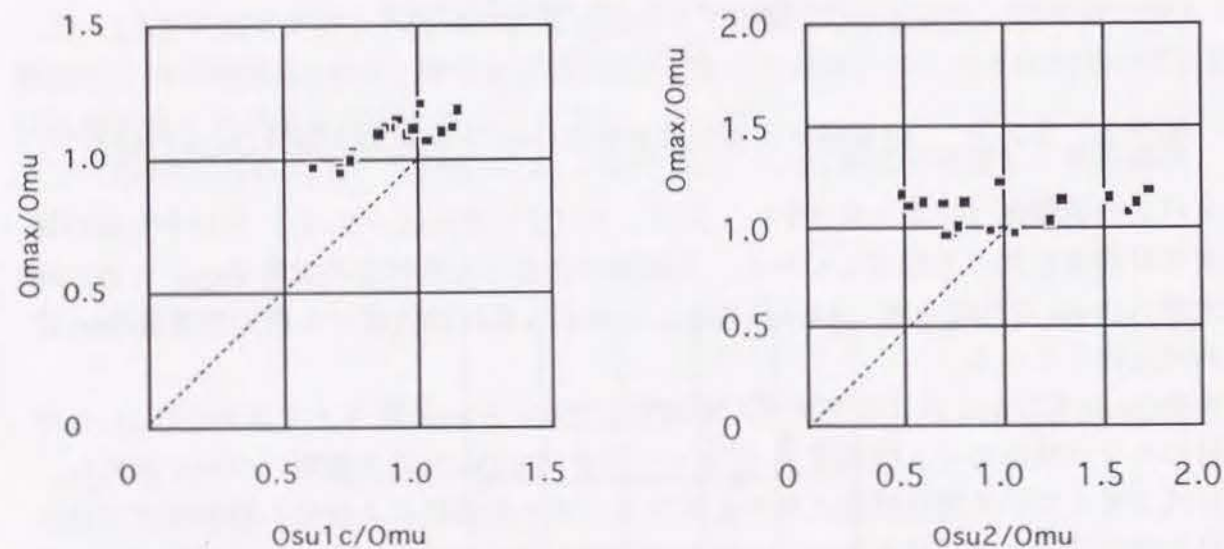
$$\beta = \{ (1 + \cot^2 \phi) (P_w \sigma_{wy})_e \} / (\nu \sigma_B)$$

これから中央部のせん断補強量 $(P_w \sigma_{wy})_c$ を用いて中央部のせん断強度 Q_{su2c} を求める。

$$Q_{su2c} = b j_t (P_w \sigma_{wy})_c \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D \nu \sigma_B / 2$$

$$\tan \theta = \sqrt{[(L/d)^2 + 1]} - L/D$$

これから、いずれの計算式も中央部のせん断強度に対しては安全側の評価であることがわかる。



荒川min式による計算値

学会指針ヒンジ域外の計算値

図-3.5.5 中央部せん断強度計算値と実験最大強度の関係

5) 付着強度 τ_{bu}

実験では付着応力度は適切に求められなかったため学会指針による付着強度 τ_{bu} 、付着応力度 τ_f と破壊形式により検討する。全試験体のうち最終モードが付着破壊であったのは、実験シリーズ(2)の試験体No.1、No.2、No.6とNo.11であった。このうち最初に付着ひびわれが進展したのは試験体No.1、No.2のみであり、試験体No.6とNo.11は最初にせん断ひびわれが進展し、そののち急激に付着ひび割れが進展し、耐力低下している。試験体No.1、No.2は $\tau_{bu} / \tau_f = 0.96$ であり、試験体No.6とNo.11は、それぞれ $\tau_{bu} / \tau_f = 1.85, 1.48$ である。付着破壊していない他の試験体の τ_{bu} / τ_f は1以上の十分大きな値である。試験体No.6とNo.11は中央部せん断強度の計算値 Q_{su1c} が小さく、 $Q_{su1c} / Q_{mu} = 0.71, 0.64$ であり、引張主筋の降伏は先行しているもののせん断強度の不足によりせん断ひび割れが大きく進展した後、誘発されて付着破壊モードが発生したと言える。従って、 $\tau_{bu} / \tau_f \leq 1.0$ が付着破壊の判定式とすることができる。図-3.5.6に付着強度 τ_{bu} と付着応力度 τ_f の関係を示す。

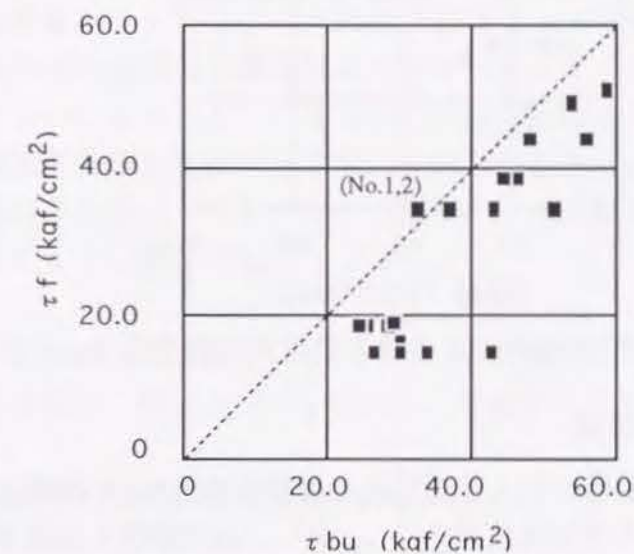


図-3.5.6 付着強度 τ_{bu} と付着応力度 τ_f の関係

3. 5. 2 変形性能の検討

1) 限界変形角 R_u の検討

限界変形角の計算値と実験値の関係を図-3.5.7に示す。計算値 R_u は学会指針による降伏ヒンジ領域のせん断設計式から降伏ヒンジ塑性回転角を逆算し、これを塑性変形角 R_p として、降伏時変形角計算値 R_y との和として算定した(3.2.5 P. 27 参照)。実験値は最大荷重 Q_{max} の80%を維持した繰返し1回目の最大変形角とした。実験値/計算値の平均値は1.286 標準偏差は0.577 となり計算値は全体的には安全側の値を示し、そのバラツキも大きい。

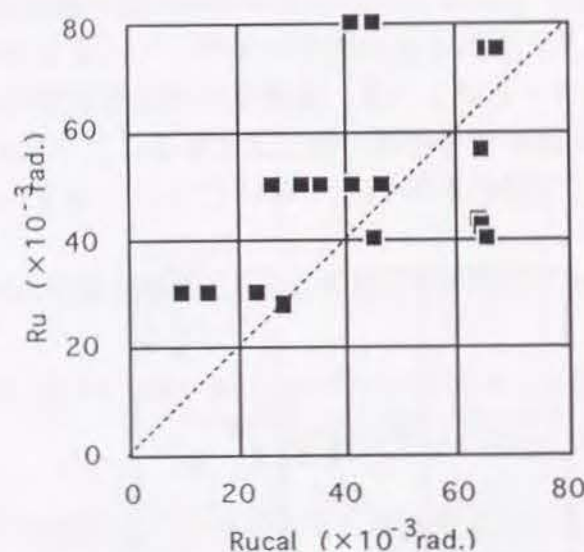


図-3. 5. 7 学会指針による限界部材角の計算値 R_{ucal} と実験値 R_u

2) 限界変形角評価式の提案

せん断補強筋量 $P_w \sigma_{wy}$ を用いてより精度良く限界変形角 R_u を評価する式を以下に提案する。その概要は、全せん断補強筋量 $P_w \sigma_{wy}$ から、曲げ降伏を保証するために最小限必要なせん断補強筋量 $(P_w \sigma_{wy})_f$ を差し引き、残りの補強筋量 $\Delta P_w \sigma_{wy}$ に補強筋形状による有効係数 η を乗じ、これを有効補強筋量 $(\Delta P_w \sigma_{wy})_e$ と定義し、これと限界変形角実験値との相関を求めたものである。

曲げ降伏を保証する最小限必要せん断補強筋量

3.5.1 式(参考文献9))に示すせん断強度計算値 Q_{suo} を曲げ降伏を保証するために必要な最小のせん断強度とする。

$$Q_{suo} = b \cdot j_t \cdot \nu_s \cdot P_w \sigma_{wy} + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot \nu_c \cdot \sigma_B / 2 \quad (3.5.1)$$

$$\beta = 2 \nu_s \cdot P_w \sigma_{wy} / (\nu_c \cdot \sigma_B) \quad \tan \theta = \sqrt{[(L/d)^2 + 1]} - L/D$$

ν_c : コンクリート有効係数

$$\sigma_B \leq 850 \text{ kgf/cm}^2 \quad \nu_c = 1 - \sigma_B / 1700$$

$$\sigma_B > 850 \text{ kgf/cm}^2 \quad \nu_c = 425 / \sigma_B$$

ν_s : せん断補強筋有効係数

$$P_w \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B} \leq 2.12 \quad \nu_s = 1.0$$

$$2.12 < P_w \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B} \leq 4.90 \quad \nu_s = 1.28 - 0.13 P_w \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$$

$$4.90 < P_w \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B} \quad \nu_s = 3.13 \sqrt{\sigma_B} / (P_w \sigma_{wy})$$

(3.5.1) 式は学会指針のトラス・アーチ機構によるせん断強度式を基に、せん断破壊した梁の実験から松崎等がせん断補強筋の補強効果を有効係数 ν_s として評価し(参考文献10))、これを用いて益尾がせん断評価式の簡単化を考慮にいれながら、同じくせん断破壊した梁の実験からコンクリート有効係数 ν_c を評価、提案したものである。ここではこのせん断強度計算値 Q_{suo} を曲げ降伏時せん断力 Q_{mu} と等しいとし、曲げ降伏を保証するせん断補強筋量(3.5.2) 式を求める。

$$(P_w \sigma_{wy})_{f1} = (\tau_{mu} - \tan \theta \cdot (D/j_t) \cdot \nu_c \cdot \sigma_B / 2) / (1 - D \cdot \tan \theta / j_t)$$

$$(P_w \sigma_{wy})_{f2} = \{1.28 - \sqrt{[1.28^2 - 0.52 / (\sqrt{\sigma_B} \cdot (P_w \sigma_{wy})_{f1})]}\} \cdot \sqrt{\sigma_B} / 0.26$$

$$(P_w \sigma_{wy})_f = \max [(P_w \sigma_{wy})_{f1}, (P_w \sigma_{wy})_{f2}] \quad (3.5.2)$$

$$\tau_{mu} = Q_{mu} / (b \cdot j_t) = (2M_{mu} / L) / (b \cdot j_t)$$

M_{mu} : 略算法による曲げ強度

限界変形量に寄与する有効補強筋量

材端部の全補強筋量 $P_w \sigma_{wy}$ から、曲げ降伏を保証する補強筋量 $(P_w \sigma_{wy})_f$ を引いた量 $\Delta P_w \sigma_{wy}$ を横拘束用補強筋量とし変形性能に寄与すると考える。一方、シリーズ(1)の実験結果から明らかになったように補強筋の末端形状はその効果を左右する。また外周のみのせん断補強と外周と内部(中子筋)の両用の場合ではコンクリートおよび内部主筋に対する拘束効果が違って来る。そこで新たに、せん断補強筋の形状による有効係数 η_1 、 η_2 を以下のように設定する。

外周筋と中子筋を併用する場合 $\eta_1 = 1.0$ 外周筋のみの場合 $\eta_1 = 0.7$

閉鎖型形状(溶接等)の場合 $\eta_2 = 1.0$ 末端がフック形式の場合 $\eta_2 = 0.5$

上記、有効係数を用いて有効補強筋量 $(\Delta P_w \sigma_{wy})_e$ を(3.5.3) 式のように定義する。

$$\Delta P_w \sigma_{wy} = P_w \sigma_{wy} - (P_w \sigma_{wy})_f$$

$$(\Delta P_w \sigma_{wy})_e = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \Delta P_w \sigma_{wy} \quad (3.5.3)$$

実験によりえられた限界変形角 R_u と $\Delta P_w \sigma_{wy} / \sigma_B$ との相関を図-3.5.8に示す。

また図-3.5.9には同じく $(\Delta P_w \sigma_{wy})_e / \sigma_B$ との相関を示す。両者の比較から有効補強筋量 $(\Delta P_w \sigma_{wy})_e$ と限界変形角 R_u との相関は高いと言える。 R_u と $(\Delta P_w \sigma_{wy})_e$ との回帰式を求めると(3.5.4) 式となる。

$$R_u = [25 + 300 \cdot (\Delta P_w \sigma_{wy})_e / \sigma_B] \times 10^{-3} \text{ rad.} \quad (3.5.4)$$

図-3.5.10に回帰式からの限界部材角計算値 R_{ucal} と実験値 R_u の関係を示す。全試験体の計算値/実験値の平均値は0.90、標準偏差は0.166で学会指針による値にくらべて適合性は良いと言える。

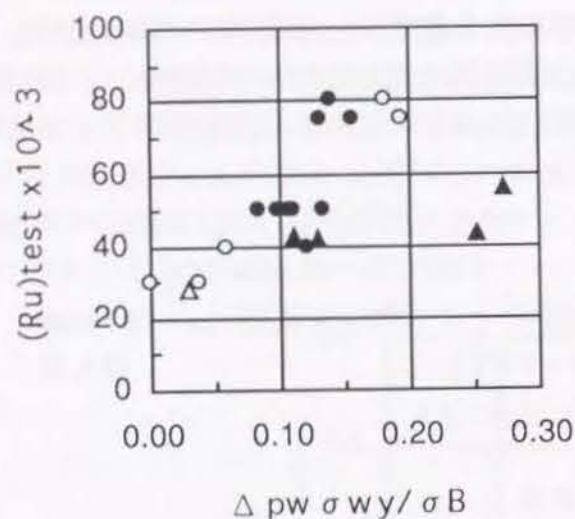


図-3.5.8 限界変形角 R_u と $\Delta P_w \sigma_{wy} / \sigma_B$ との相関

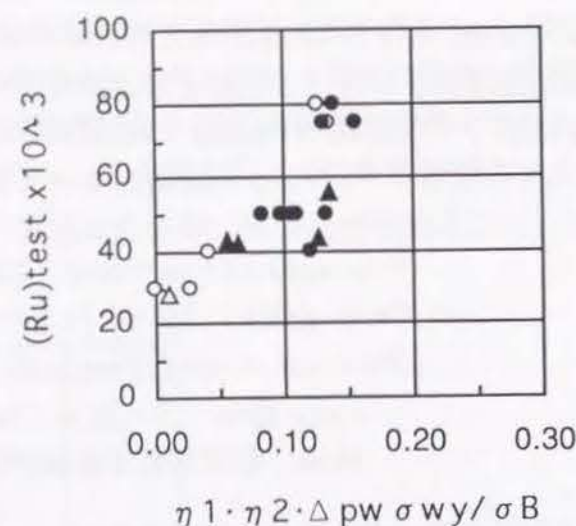


図-3.5.9 限界変形角 R_u と $(\Delta P_w \sigma_{wy})e / \sigma_B$ との相関

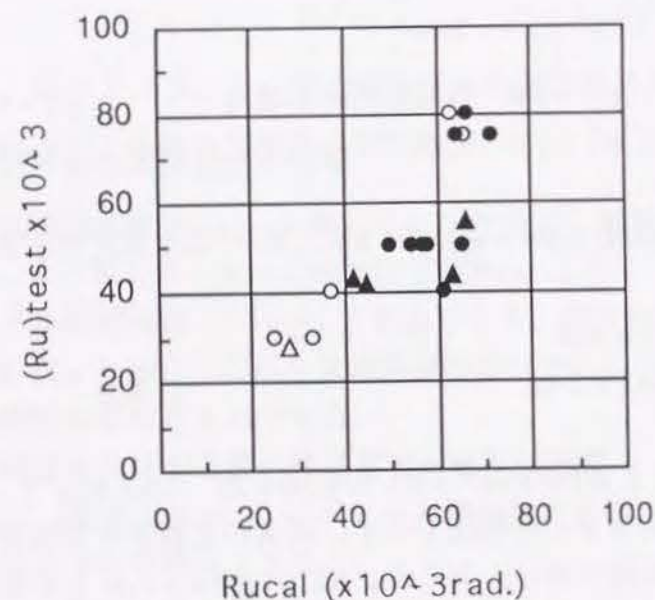
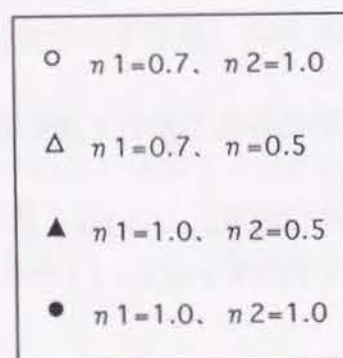


図-3.5.10 回帰式 (3.5.4) 式の限界部材角計算値 R_{ucal} と実験値 R_u の関係



3) 等価粘性減衰定数 heq

各試験体について $R = 30 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ の繰返し 1 回目についての等価粘性減衰定数 heq の値を図-3.5.11 に示す。付着破壊した試験体 No.1、2 は特に小さく、せん断補強筋量が少なくせん断ひび割れによる劣化の著しい No.6 も小さな値となった。また、短スパンの梁は相対的に小さな値を示す。せん断スパン比 M/QD および $P_w \sigma_{wy} / \tau_{mu}$ と等価粘性減衰定数 heq の回帰を求めると (3.5.5) 式になる。 $P_w \sigma_{wy} / \tau_{mu}$ は材端部せん断補強筋量 $P_w \sigma_{wy}$ を曲げ降伏時のせん断応力度計算値 τ_{mu} で無次元化した値である。(3.5.5) 式の相関係数は 0.76 で比較的良く実験値を評価していると言える。回帰式による計算値と実験値の関係を図-3.5.12 に示す。

$$heq = 0.129 + 0.016 \cdot (M/QD) + 0.014 \cdot (P_w \sigma_{wy} / \tau_{mu}) \quad (3.5.5)$$

$$\tau_{mu} = Q_{mu} / (b \cdot j_t)$$

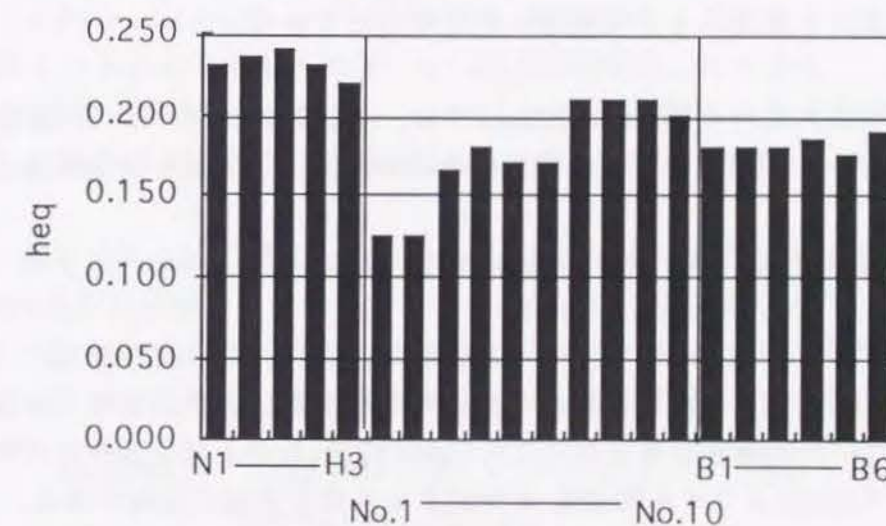


図-3.5.11 試験体等価粘性減衰定数 heq

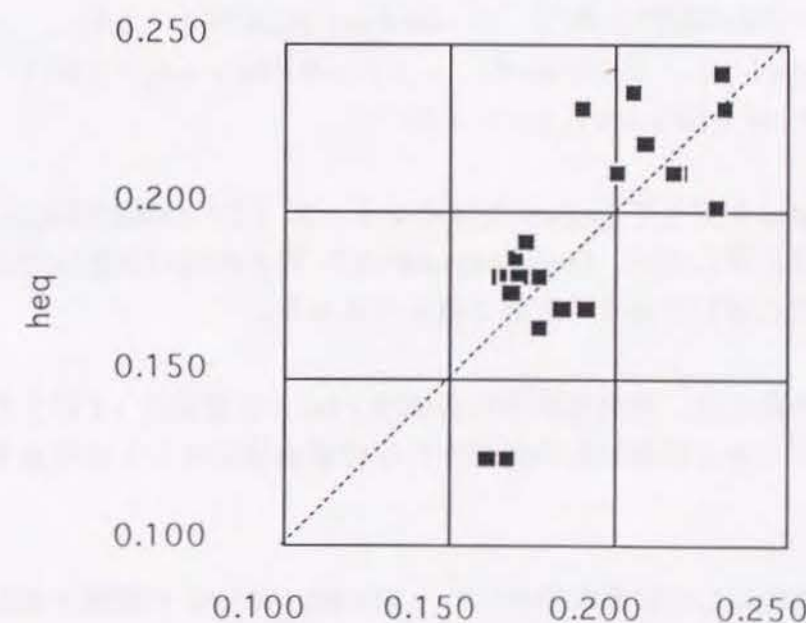


図-3.5.12 等価粘性減衰定数 heq 計算値と実験値

3. 6 まとめ

高層RC建物で曲げヒンジが生じる梁の変形能力を高めるため、高強度せん断補強筋を用いた梁の曲げせん断実験を行った。この3シリーズの実験で以下の知見が得られた。

(1) 梁材端部に高強度せん断補強筋を使用し $P_w \sigma_{wy}$ を増加させることで、曲げ降伏先行型梁の限界変形を高めることができる。但し、コンクリートの劣化により、その効果にも限界がある。

(2) 高強度せん断筋の効果を発揮させるためには、その末端部の形状が重要であり、従来の135度フックでは、スベリが生じて高強度の効果が発揮できない。シリーズ(1)で実施したBタイプか、その他のシリーズで採用した溶接閉鎖型にする必要がある。施工性を考えると溶接による閉鎖型は有効な方法である。

(3) 従来使用されている荒川min式 Q_{su1} では、本実験のコンクリート強度およびせん断補強筋量 $P_w \sigma_{wy}$ の範囲では、せん断強度を低めに評価しており安全側過ぎる設計式となる。

$$Q_{su1} = \{0.092 \cdot K_u \cdot K_p \cdot (\sigma_B + 180) / (M/QD + 0.12) + 2.7 \sqrt{P_w \sigma_{wy}}\} \cdot b \cdot j$$

(4) 梁の曲げヒンジ域外の中央部のせん断補強筋量は、梁の限界変形には影響は少なく、付着割裂破壊とせん断破壊の防止を目的に配筋すればよい。また、中央部のせん断設計においては中央部補強筋量を用いた荒川min式 Q_{su1c} および学会指針式のヒンジ域外のせん断強度式 Q_{su2c} よりせん断強度を評価するのは安全側の設計となる。

$$Q_{su2c} = b \cdot j_t (P_w \sigma_{wy})_c \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D \nu \sigma_B / 2$$

$$\nu : \text{ヒンジ域の設計と同じ} \quad \tan \theta = \sqrt{[(L/d)^2 + 1]} - L/D$$

$$\cot \phi = \min [2.0, j_t / (D \tan \theta), \sqrt{(\nu \sigma_B / (P_w \sigma_{wy})_c - 1.0)}]$$

$$\beta = \{ (1 + \cot^2 \phi) (P_w \sigma_{wy})_c / (\nu \sigma_B) \}$$

曲げ降伏時せん断力 Q_{mu} に対して Q_{su1c} が0.64のシリーズ(2)の試験体No.11は中央部の劣化により最終状態に達したが、 Q_{su1c} / Q_{mu} が0.71以上の他の試験体では材端部の劣化が主因で終局状態に達しており中央部は健全であった。

(5) 付着割裂破壊の発生は、学会指針の付着強度 τ_{bu} と付着応力 τ_f による判定によりほぼ評価できる。またせん断補強筋の高強度化は付着破壊に対しては効果を発揮しない。

(6) せん断補強の量に応じて限界変形角は $R_u = 30 \sim 80 \times 10^{-3} \text{rad}$ の範囲で変化した。学会指針による塑性回転角 R_p から求めた限界変形角 R_u の評価式は全体に安全側の評価となっておりバラツキも大きい。

(7) 学会指針をベースにしたせん断強度評価式(文献9)を用いて曲げ降伏を保証するせん断補強量 $(P_w \sigma_{wy})_f$ を設定し、これと実補強筋量 $P_w \sigma_{wy}$ との差を限界変形に寄与する補強筋量 $\Delta P_w \sigma_{wy}$ と仮定し、さらに補強筋形状による有効係数 $\eta_1 \cdot \eta_2$ を設定した $(\Delta P_w \sigma_{wy})_e = \eta_1 \cdot \eta_2 \Delta P_w \sigma_{wy}$ を有効補強筋量と定義し、限界変形角との相関をみた。その結果、実験結果と相関の高い限界変形評価式(3.5.4)式を得た。

$$(P_w \sigma_{wy})_{f1} = (\tau_{mu} - \tan \theta \cdot (D/j_t) \cdot \nu_c \cdot \sigma_B / 2) / (1 - D \cdot \tan \theta / j_t)$$

$$(P_w \sigma_{wy})_{f2} = \{1.28 - \sqrt{[1.28^2 - 0.52 / (\sqrt{\sigma_B} \cdot (P_w \sigma_{wy})_{f1})]}\} \cdot \sqrt{\sigma_B} / 0.26$$

$$(P_w \sigma_{wy})_f = \max [(P_w \sigma_{wy})_{f1}, (P_w \sigma_{wy})_{f2}] \quad (3.5.2)$$

$$\tau_{mu} = Q_{mu} / (b \cdot j_t) = (2M_{mu} / L) / (b \cdot j_t) \quad M_{mu} : \text{略算法による曲げ強度}$$

$$\Delta P_w \sigma_{wy} = P_w \sigma_{wy} - (P_w \sigma_{wy})_f$$

$$(\Delta P_w \sigma_{wy})_e = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \Delta P_w \sigma_{wy} \quad (3.5.3)$$

$$\text{外周筋と中子筋を併用する場合} \quad \eta_1 = 1.0 \quad \text{外周筋のみの場合} \quad \eta_1 = 0.7$$

$$\text{閉鎖型形状(溶接等)の場合} \quad \eta_2 = 1.0 \quad \text{末端がフック形式の場合} \quad \eta_2 = 0.5$$

$$R_u = [25 + 300 \cdot (\Delta P_w \sigma_{wy})_e / \sigma_B] \times 10^{-3} \text{rad.} \quad (3.5.4)$$

(8) $R = 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時の繰返し1回目のサイクルの等価粘性減衰定数 h_{eq} は短スパンの梁および付着割裂破壊を生じた梁では小さく $h_{eq} = 0.2$ 以下となった。実験結果から、せん断スパン比 M/QD 、および曲げ降伏時せん断応力 τ_{mu} とせん断補強量 $P_w \sigma_{wy}$ との比 $P_w \sigma_{wy} / \tau_{mu}$ を変数とした等価粘性減衰定数 h_{eq} の回帰式、(3.5.5)式を得た。

$$h_{eq} = 0.129 + 0.016 \cdot (M/QD) + 0.014 \cdot (P_w \sigma_{wy} / \tau_{mu}) \quad (3.5.5)$$

$$\tau_{mu} = Q_{mu} / (b \cdot j_t)$$

第4章 柱の変形性能

4.1 概要

高層RC造における柱は中間階では、せん断スパン比が小さく、一般には変形能力が小さいが、メカニズムを全体崩壊形とするため、梁降伏型になるよう柱には大きな曲げせん断耐力を与え、曲げやせん断では降伏しないよう計画される。しかし、1階柱では柱脚において曲げヒンジが発生し、特に隅柱においては大きな圧縮力と引張力の変動軸力を受けながら変形能力を保持しなければならない。このような高圧縮力を受ける断面では、特に横拘束筋のコンクリートを拘束し圧縮靱性を高める効果は大きく多くの研究がなされており、モデル化された拘束コンクリートの圧縮応力-歪関係を用いて、曲げ変形の解析が行われている。しかし繰返し、曲げ応力とせん断力を受ける断面の劣化の挙動を、評価できる実用的な手法は少なく、必要な補強筋量を合理的に特定することは未だ困難である。文献5)における、限界塑性回転角を与えるせん断設計式も軸力の効果が評価されていない設計法である。

この章では繰返し曲げせん断を受ける柱についてせん断スパン比、軸力比をパラメータにした実験、および隅柱に相当する変動軸力を受ける柱の実験について述べ、高強度せん断補強筋が柱の変形性能に与える影響を定性的に検討した。

4. 2 実験シリーズ (1)

4. 2. 1 目的

高強度鉄筋により横拘束した柱について1階をモデル化した長スパン柱と中間階をモデル化した短スパン柱の変形能力を確認する。実験目的は以下である。

- 曲げ降伏先行の長スパン柱においてせん断補強筋量 P_w と σ_{wy} の違いに拠る変形性能の違いを確認する。
- 長スパン柱での軸力比の違い ($\sigma_B/3$, $\sigma_B/2$) に拠る変形性能の違いを確認する。
- 短スパン柱と長スパン柱の破壊モードの違い、変形性能の違いを確認する。
- 短スパン柱でせん断補強筋量を変化し、せん断破壊先行型と曲げ降伏先行型とした柱の変形能力の違いを確認する。

4. 2. 2 試験体

図-4.2.1に試験体形状および配筋を示す。表-4.2.1に試験体一覧を示す。試験体は実構造物の1/3スケールの5体とした。せん断スパン比 (M/QD) は1.0と1.86を選んだ。これは $M/QD=1.0$ が中間階の柱を、 $M/QD=1.86$ が1階の柱を想定したものである。試験体CN1はせん断スパン比 M/QD が1.86で、せん断補強筋に普通鉄筋を使い曲げ降伏が先行するように、一般の構造設計で採用されるような修正荒川式 (文献11)) をもとに (4.2.1) 式に従って設計した。

$$Q_{su} \geq 1.3 \times Q_{mu} \quad (4.2.1)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.0679 \cdot P_t^{0.23} (F_c + 180)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_w \sigma_y} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \times j$$

Q_{mu} : 柱曲げ降伏時せん断力 P_t : 引張鉄筋比(%) M/Qd : せん断スパン比
 P_w : せん断補強筋量 σ_y : せん断補強筋降伏強度 σ_0 : 軸方向応力度
 b : 柱幅 j : 柱応力中心間距離

補強筋はD6-@40mm ($P_w=1.07\%$) である。柱軸力比は $N/(BD\sigma_B)=0.33$ とした。この軸力はコンクリート実強度 σ_B に対して設定した。

試験体CH1はCN1と同じ軸力、断面でせん断補強筋のみ高強度鉄筋 5ϕ -@25mm ($P_w=1.04\%$) とした。これは P_w を等しくし、強度のみ普通筋 $\sigma_y=3,630\text{kgf/cm}^2$ から高強度筋 $\sigma_y=8,030\text{kgf/cm}^2$ に変化させたものである。試験体CH3は柱軸力のみCH1と変えて、 $N/(BD\sigma_B)=0.5$ とした。これは高軸力の隅柱を想定したものである。試験体CN2、CH2は中間階の柱をモデル化したもので、せん断スパン比を $M/QD=1.0$ とした。せん断補強筋はそれぞれ試験体CN1、CH1と同じである。軸力比は $N/(BD\sigma_B)=0.33$ とした。試験体CN2は (4.2.1) 式の計算式によればせん断終局強度 Q_{su} が曲げ降伏時せん断力 Q_{mu} を下回りせん断破壊先行型となっている。いずれも軸力比は $N/(BD\sigma_B)=0.33$ とした。

せん断補強筋の形状は、いずれの試験体も同じで、直交2方向共中子筋が入った形状でせん断力方向で設定した鉄筋量が両方向に配筋されている。補強筋は梁の実験シリーズ (2) から用いている溶接による閉鎖型である。なお、柱主筋はすべて同量で8-D13、4-D10であり、引張鉄筋比 $P_t=0.38\%$ 、全鉄筋比 $P_g=1.24\%$ とした。

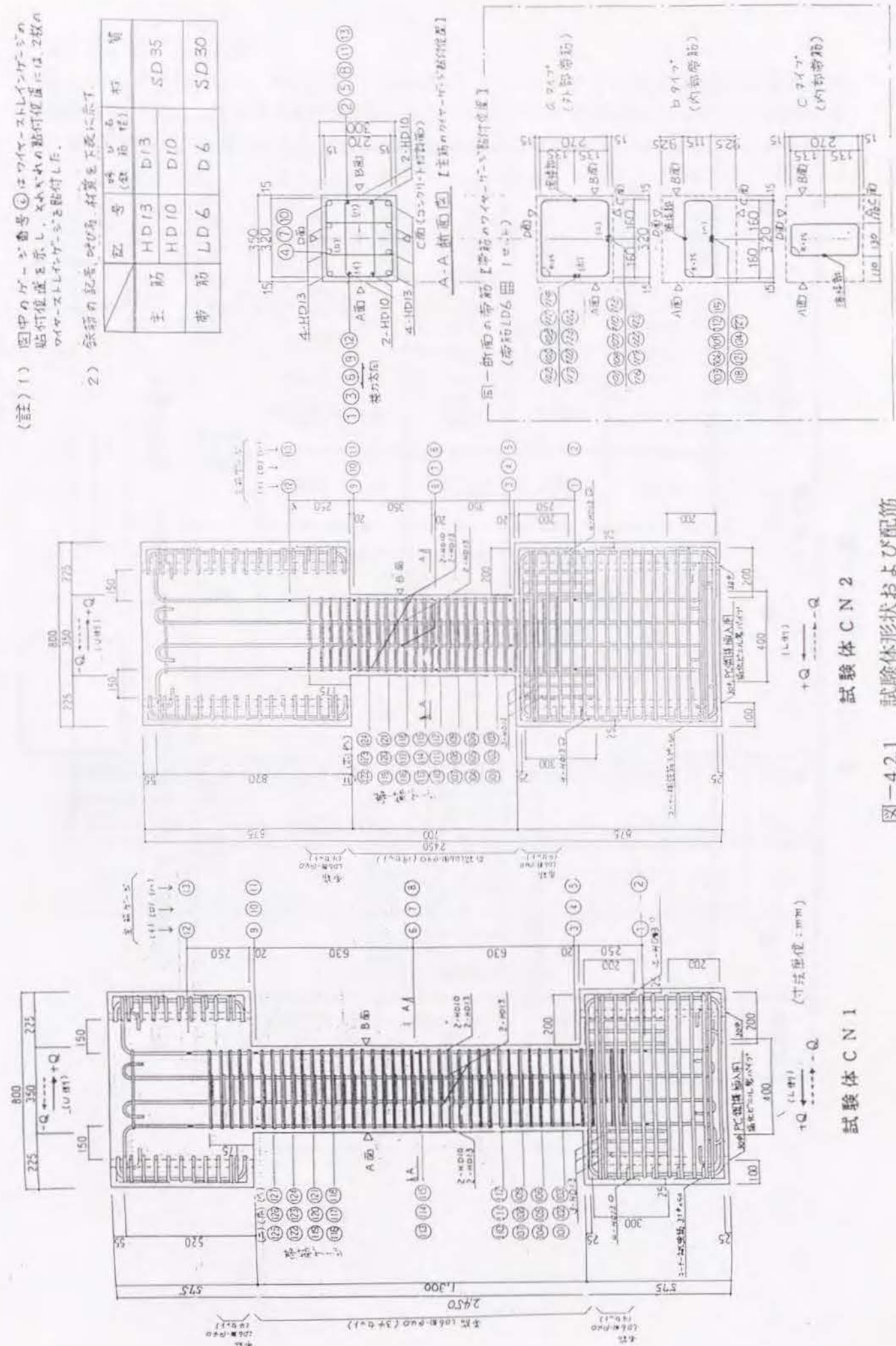
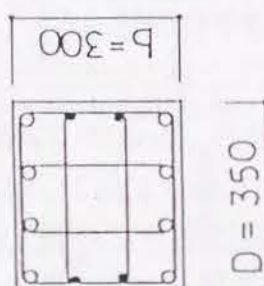
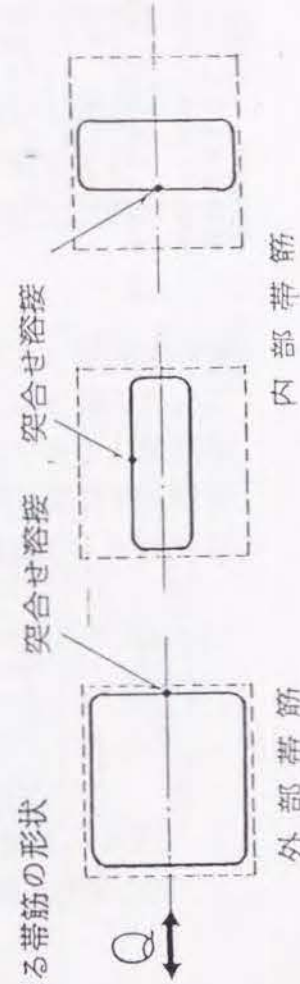


表-4.2.1 試験体の一覧

| 試験体 名称 | 断面 | 主筋 | せん断 スパン比 (a/D) | 柱軸力比 (η) | 帯筋 |
|-----------|---|--|--------------------------|--------------------|---|
| CN1 |  (単位: mm) | 8-D13 4-D10 $\left(\begin{array}{l} P_t = 0.378\% \\ P_g = 1.239\% \end{array} \right)$ | 1.85 | 0.33 | D6-冊@40mm ($P_w = 1.07\%$) 普通強度鉄筋 |
| CH1 | | | | | $\phi 5$ -冊@25mm ($P_w = 1.04\%$) 高強度鉄筋 |
| CH3 | | | 1.00 | 0.33 | D6-冊@40mm ($P_w = 1.07\%$) 普通強度鉄筋 |
| CN2 | | | | | $\phi 5$ -冊@25mm ($P_w = 1.04\%$) 高強度鉄筋 |
| CH2 | | | | | |

(註) 1) 同一断面における帯筋の形状



4. 2. 3 使用材料

表-4.2.2に使用材料の一覧を示す。主筋D10、D13およびせん断補強筋D6は普通強度の異形鉄筋であり、 $\phi 5$ は高強度鉄筋である。コンクリートは同一バッチの1種類であり、載荷材令による違いがあるが $\sigma_B = 285 \text{ kgf/cm}^2$ のコンクリートである。

表-4. 2. 2 使用材料

| 鋼材の力学的性質 | | | | |
|------------|--------------|------------------------------|------------------------------|-----------|
| 種別 | 呼称 | 降伏強度 (kg/cm^2) | 引張強度 (kg/cm^2) | 伸び (%) |
| せん断 補強筋 | 普通強度 D6 | 3.630 | 5.590 | 15.0 |
| | 高強度 $\phi 5$ | 8.030 | 8.460 | 13.0 |
| 主筋 | D13 | 3.500 | 5.080 | 17.0 |
| | D10 | 3.720 | 5.200 | 16.0 |

コンクリートの調合

| 粗骨材の 最大寸法 (mm) | 水セメント比 (%) | 細骨材率 (%) | 単位水量 (kg/m^3) | セメント量 (kg/m^3) | 細骨材 (kg/m^3) | 粗骨材 (kg/m^3) | 混和剤 (kg/m^3) | スラング (cm) | 空気量 (%) |
|----------------------|---------------|-------------|-----------------------------|------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|--------------|------------|
| 10 | 57 | 51.7 | 201 | 353 | 874 | 834 | 0.833 | 18.0 | 4.4 |

コンクリートの力学的性質

| 圧縮強度 (kg/cm^2) | 弾性係数 ($\times 10^5 \text{ kg/cm}^2$) | 引張強度 (kg/cm^2) |
|------------------------------|---|------------------------------|
| 285 | 1.77 | 19.8 |

4. 2. 4 実験方法

1) 荷重方法

図-4.2.2に荷重装置の全景を示す。荷重は建研式加力装置を用いた。即ち、試験体の上下をそれぞれ上部反力フレーム（可動）と下部反力フレーム（固定）に固定し、所定の圧縮軸力を一定に保ちながら、上部反力フレームの左右に配した2台のオイルジャッキを交互に作動し試験体に繰返し正負交番の水平力荷重を行った。上部反力フレームが下部反力フレームに対して、常に平行を保つように上、下を結ぶ平行移動装置を配した。

図-4.2.3に荷重履歴を示す。荷重履歴は降伏部材角 R_y を基準とし $1R_y, 2R_y, 3R_y$ を1回ずつ $4R_y$ を5サイクル繰返し、 $5R_y$ を1回、その後 $6R_y$ を5サイクル繰返した後、8, 10, 12, 14, $20R_y$ を各1回ずつ荷重した後、正荷重方向で最終とした。降伏部材角の設定はせん断力 Q と変形角 R 関係における剛性低下および圧縮、引張側主筋の歪度を考慮して決定した。高軸力の試験体CH3のみが $R_y = 3.0 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ であるが、その他は $R_y = 4.0 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で共通とした。軸力はコンクリート強度試験結果より設定した。軸力比 $\sigma B/3$ は100tonf、 $\sigma B/2$ は150tonfとした。

2) 測定方法

図-4.2.4に示す変位計により部材角、材端1Dの曲げ回転角、せん断変形角および軸変形を求めた。鉄筋の歪は図-4.2.1に示す様に材端1Dの範囲のせん断補強筋および主筋について測定した。

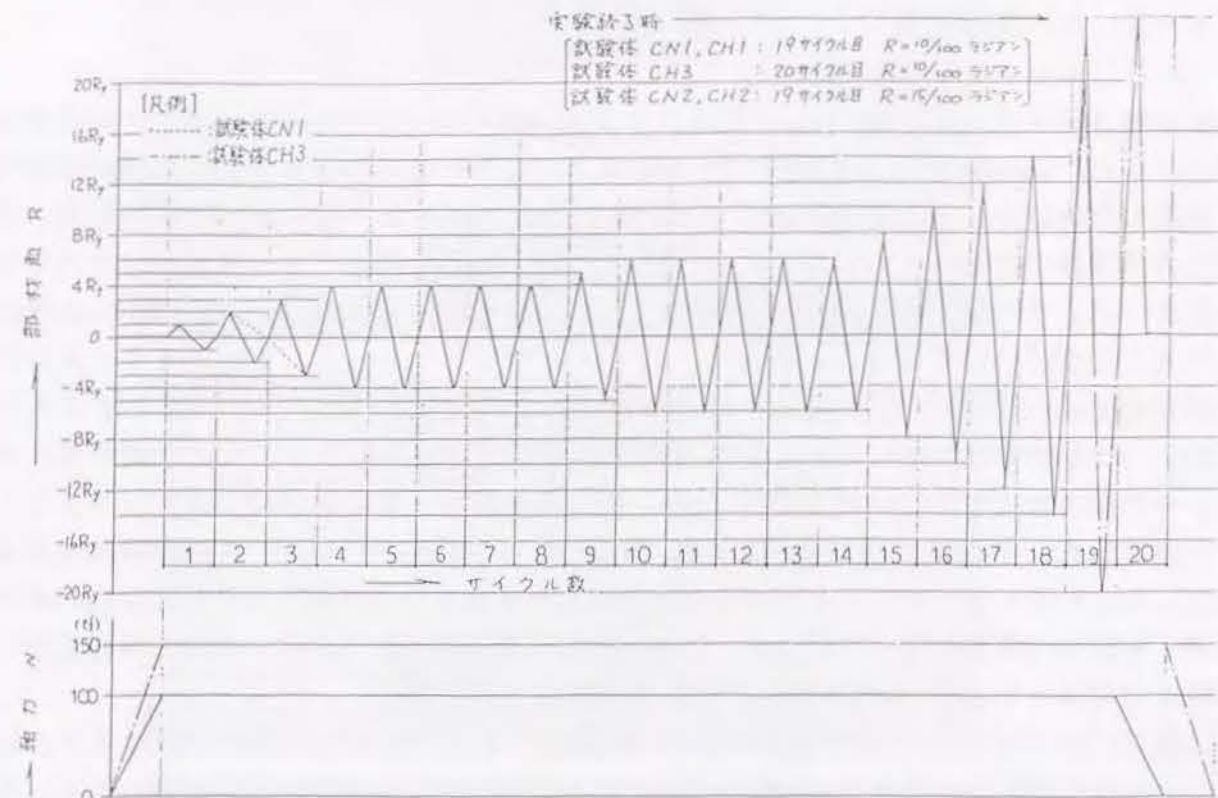


図-4.2.3 荷重履歴

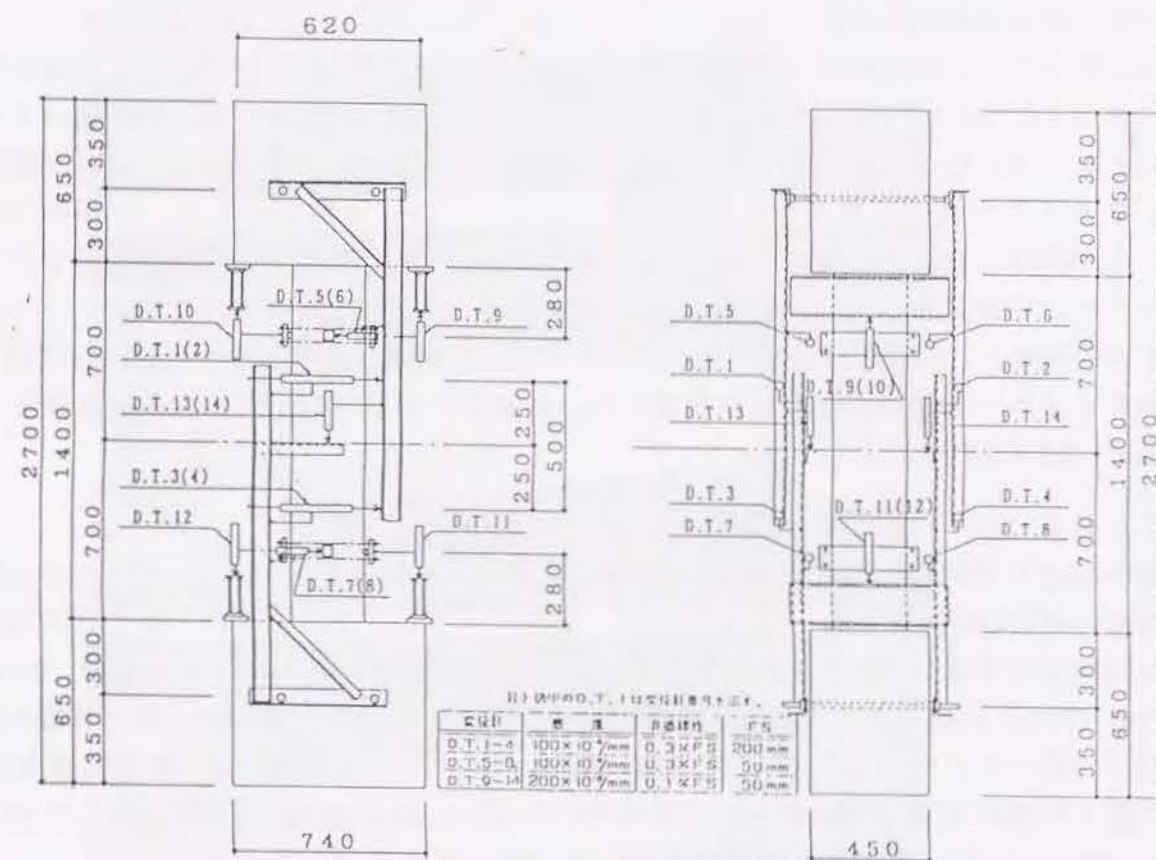


図-4.2.4 変位測定位置

(寸法単位: mm)

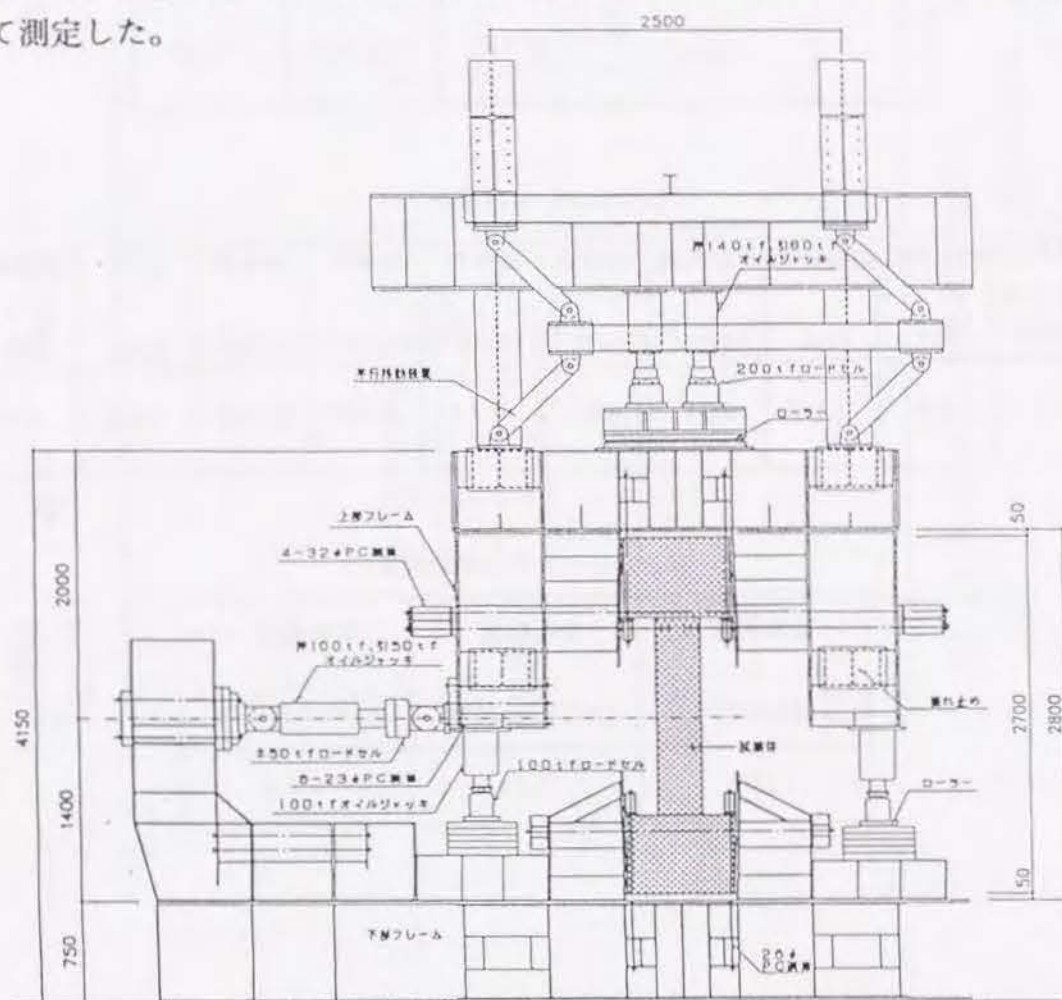


図-4.2.2 荷重装置概要

4. 2. 5 実験結果

1) ひびわれおよび破壊性状

せん断スパン比 $M/(QD)$ が1.86の長柱タイプ試験体 CN1, CH1, CH3 は1サイクル目で曲げひびわれが発生した後、材端部0.7Dの範囲でせん断力の増加と共に曲げ亀裂が斜方向に進展した曲げせん断ひびわれが2サイクル目から4サイクル目にかけて発生した。高軸力の試験体CH3ではこのひびわれの範囲は材端部0.5Dの範囲で他の試験体に比べて若干狭かった。また試験体CN1やCH1では5サイクル目の材端部ひびわれ幅は0.5mm程度に増大したが、CH3では0.1mm程度で、ほとんど増大しなかった。また10サイクル目には試験体CH3に限って柱中央部に材軸方向の縦ひびわれが発生した。2サイクル目(2Ry)の正載荷時以降において材端部の圧縮縁においてコンクリートの圧壊が見られた。その後の繰返しでこの範囲が約0.5Dの範囲に進展し、その範囲のかぶりコンクリートが剥離した。その後、柱主筋がはらみだし、さらに変形がすすんで主筋の局部座屈が発生した。かぶりコンクリートが剥離した深さは普通強度鉄筋で補強した試験体CN1が最も深く主筋の内側まで達していたが、CH3、CH1の順に浅くなりCH1ではせん断補強筋の内側までであった。

試験体CN1では16サイクル目(10Ry)の負載荷時に主筋のはらみだしが、18サイクル目(14Ry)の負載荷時に主筋の局部座屈が発生し、19サイクル目に主筋の破断が見られた。試験体CH1は17サイクル目(12Ry)に、はらみだしが、19サイクル目に局部座屈が発生した。試験体CH3では18サイクル目(14Ry)に、はらみだしが、19サイクル目(20Ry)に局部座屈が発生した。主筋のはらみだし、局部座屈の発生は高強度筋を使ったもの、かつ高軸力のものほど遅れて発生した。

せん断スパン比 $M/(QD)$ が1.0の短柱タイプ試験体 CN2, CH2 は1サイクル目で端部付け根に曲げひびわれが発生した後、中央部にせん断ひびわれが発生した。その後のくり返しにともなって柱全長にわたって多くの曲げせん断ひびわれ、せん断ひびわれが進展した。2サイクル目の正載荷時には圧縮縁コンクリートに圧壊がみられ、かぶりコンクリートが剥離した。その後、4サイクル目に中央部のせん断ひびわれ発生位置でコンクリートに圧壊が発生した。その後の変形の増大につれて中央部のかぶりコンクリートがほとんど剥離し、外側のせん断補強筋がはらみだし、普通強度筋を用いた試験体CN2では最終サイクルで主筋の局部座屈が発生した。最終状況を写真-4.2.1に、試験体強度一覧を表-4.2.3に示す。

2) 荷重(Q) - 部材角(R) 関係

図-4.2.5に各試験体の荷重(Q) - 部材角(R) 関係を示す。また各サイクルと上限変形時せん断力Qの関係を図-4.2.6に示す。長柱タイプの3体はいずれも耐力低下の緩やかな紡錘型の荷重Q - 部材角R 関係を示し、曲げ破壊型の性状を示しているが、 $R=40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ (10Ry) 以降において試験体CN1が他に比べて耐力低下が著しい。また試験体CH3は軸力が高いのにも拘わらず、紡錘型の安定したループを示している。限界変形角 R_u を梁実験と同様の定義で求めると、試験体CN1では $R_u=48 \times 10^{-3} \text{rad.}$ (12Ry)、CH1では $R_u=56 \times 10^{-3} \text{rad.}$ (14Ry)、CH3では $R_u=60 \times 10^{-3} \text{rad.}$ (20Ry)となる。

短柱タイプの試験体は試験体CN2が $R=12 \times 10^{-3} \text{rad.}$ (3Ry) 時に、CH2は $R=8 \times 10^{-3} \text{rad.}$ (2Ry) 時に最大耐力に達した後、それぞれ $R=16 \times 10^{-3} \text{rad.}$ (4Ry)の定変位振幅の繰返し載荷

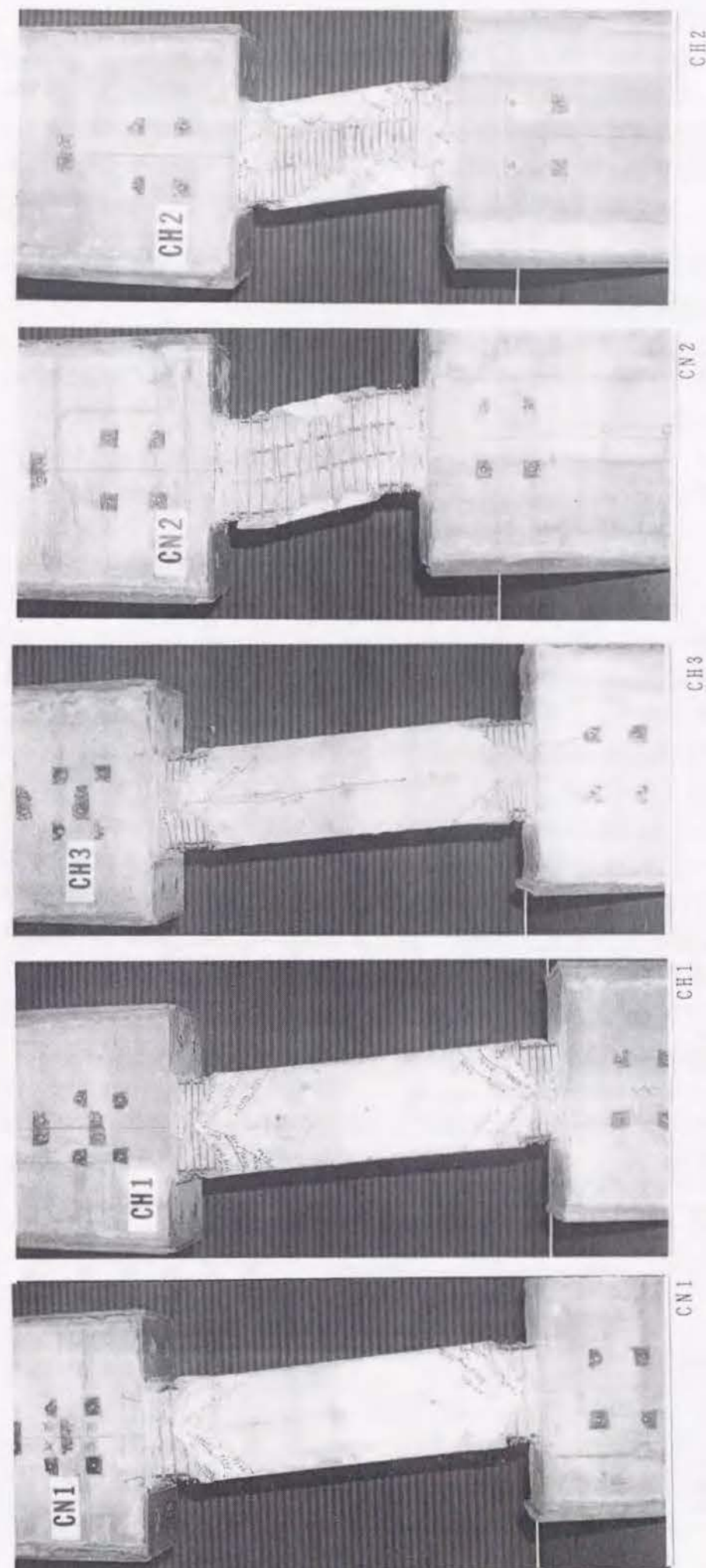


写真-4.2.1 最終状況

| 名 称 | 初期剛性 ($\times 10^3 \text{tf/rad.}$) | | 曲げひびわれ荷重 (tf) | | 曲げせん断荷重 (tf) | | せん断ひびわれ荷重 (tf) | | 最大せん断力(tf) | 曲げ耐力 時せん断力 (tf) | せん断耐力 (tf) | 限界部材角 ($\times 10^{-3} \text{rad.}$) | | 等価粘性 減衰定数 heq | 破壊 モード |
|-----|--|------|------------------|------|-----------------|------|-------------------|------|------------|-----------------------|---------------|---|------------|---------------------|-----------|
| | 実験値 | 計算値 | 実験値 | 計算値 | 実験値 | 計算値 | 実験値 | 計算値 | | | | 実験値 | 指針式 計算値 | | |
| CN1 | 13.1 | | 17.0 | 14.8 | 21.0 | 23.9 | — | 18.3 | 27.1 | 24.0 | 31.9 | 48 | 43 | 0.205 | F |
| CH1 | 11.5 | 11.5 | 15.0 | 14.9 | 20.0 | 24.2 | — | 18.5 | 27.5 | | 38.9 | 56 | 43 | 0.205 | F |
| CH3 | 10.0 | | 20.0 | 20.6 | 28.0 | 31.7 | — | 22.1 | 29.5 | 22.1 | 43.0 | 60 | 45 | 0.230 | F |
| CN2 | 20.8 | | 26.0 | 27.4 | 40.0 | 54.8 | 40.0 | 24.6 | 50.2 | 44.7 | 39.7 | 16 | 13.5 | 0.190 | F S |
| CH2 | 23.2 | 29.3 | 26.0 | 27.7 | 39.8 | 55.6 | 38.0 | 24.4 | 46.4 | | 46.6 | 24 | 23.5 | 0.180 | F S |

1) 初期剛性計算値は、曲げ剛性とせん断剛性を加えて示した。

2) 曲げひびわれ計算値

$$M_{ac} = 1.8 \sqrt{F_c} Z_e + \sigma_o Z_e \quad Q_{ac} = 2 M_{ac} / h_o$$

3) 曲げせん断ひびわれ計算値

$$cQ_{as} = 0.265 b \cdot d \quad \sqrt{F_c} + M_{ac} / (M / Q - d / 2) \quad (\text{Sozen式})$$

4) せん断ひびわれ計算値

$$cQ_s = (1 + \sigma_o / 150) 0.085 K_c (500 + F_c) b j / (M / Q d + 1.7) \quad (\text{大野荒川式})$$

5) 曲げ耐力 学会略算式

6) せん断耐力式 修正荒川mean式

において耐力低下を示した。ただこの耐力低下は高強度鉄筋を使った試験体CH2に比べて普通強度筋を使った試験体CN2が顕著であった。さらに、その後の繰返しにおいては試験体CN2はさらに耐力低下を示したが、CH2はほとんど耐力低下を生じなかった。限界変形角 R_u は試験体CN2では $R_u = 16 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 、CH2では $R_u = 24 \times 10^{-3} \text{rad.}$ となり、高強度筋を使って限界変形角 R_u は1.5倍に増加した。

3) せん断補強筋の歪性状

図-4.2.7に補強筋の外力方向歪分布を示す。長柱タイプでは材端1Dの範囲が中央部より大きくなり、かつ端部の中でもその中央部(0.5D)あたりで最大値が生じている。歪度の最大値は試験体CN1、CH1では $\epsilon = 1.2 \sim 1.3 \times 10^{-3}$ 程度でほぼ等しいが、軸力の大きいCH3では 1.8×10^{-3} と大きな値となった。いずれの試験体も降伏歪に達していない。これは(4.2.1)式でせん断耐力に1.3倍の余力を与えているためである。

一方、図-4.2.8に示す様に、同一変形時の外部補強筋直交方向歪分布では変形が大きくなるにつれて中央部から材端部付け根に向かうほど補強筋の歪が大きくなる傾向にある。試験体CN1では柱付け根近傍3箇所以降降伏歪 $\epsilon_y = 2.0 \times 10^{-3}$ に達しているのが見られたが、試験体CH1では $\epsilon = 2.0 \times 10^{-3}$ に達したのは1箇所のみで、降伏歪には達していない。それに対して軸力の大きい試験体CH3では直交方向歪はCN1、CH1に比べて顕著に進展し $\epsilon = 3.0 \times 10^{-3}$ 以上に達する箇所が見られた。いずれの試験体も補強筋の外力方向歪よりも外力直交方向歪の方が大きいのは曲げ圧縮側コンクリートに対する拘束効果が現われているものと考えられる。CN1ではこの直交方向補強筋が降伏し曲げ圧縮コンクリートの拘束力が低下しCH1、CH3に比べて耐力低下が大きかったと考えられる。

短柱タイプの試験体では図-4.2.7の外力方向補強筋歪は材端部に比べ中央部(1.5D近傍)の方が大きくなる傾向にある。また外部補強筋より内部補強筋の方が大きくなる傾向にある。普通強度筋の試験体CN2では最大耐力以降 $R = 24 \times 10^{-3} \text{rad.}(6R_y)$ で降伏歪 $\epsilon_y = 2.0 \times 10^{-3}$ に達した。最終状態では外部で5箇所、内部で6箇所程度の補強筋が、降伏歪に達した。これに対し高強度筋の試験体CH2では $\epsilon = 2.0 \times 10^{-3}$ に達している鉄筋は少なく、最大でも $\epsilon = 3.2 \times 10^{-3}$ 程度であり降伏歪には達していない。 $R = 24 \times 10^{-3} \text{rad.}(6R_y)$ の繰返しでCN2はCH2に比べ耐力低下が激しかったのは、この補強筋の降伏に起因していると考えられる。

図-4.2.8に示す、外部補強筋の直交方向歪は試験体CN2では $10R_y(40 \times 10^{-3} \text{rad.})$ 以降降伏歪に達し変形の増大と共に6箇所以降降伏歪を超えた。これに対し試験体CH2では最終サイクルでようやく 2.5×10^{-3} 程度であり降伏歪には至らなかった。

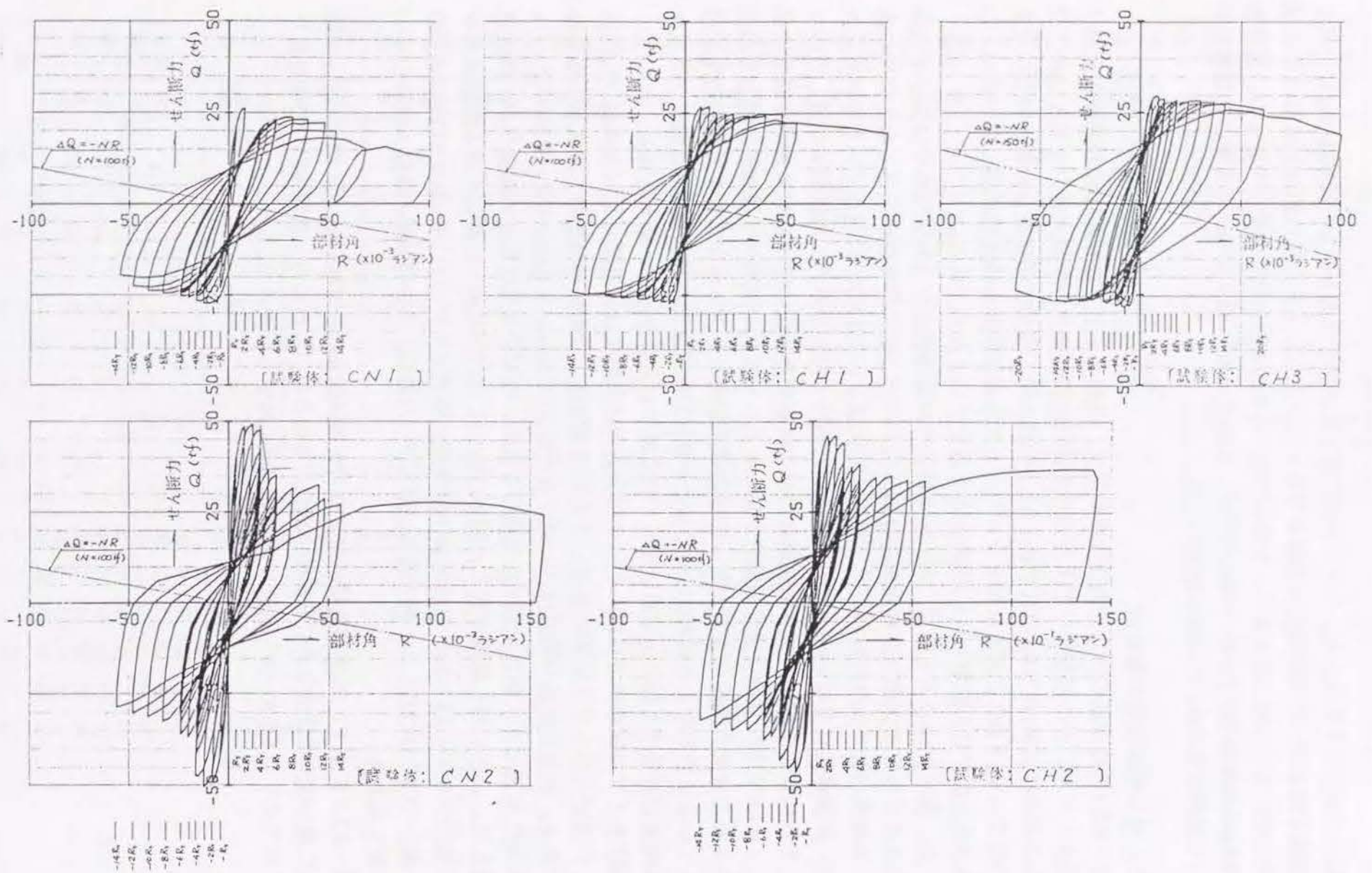


図-4.2.5 荷重(Q_c)-部材角(R)関係

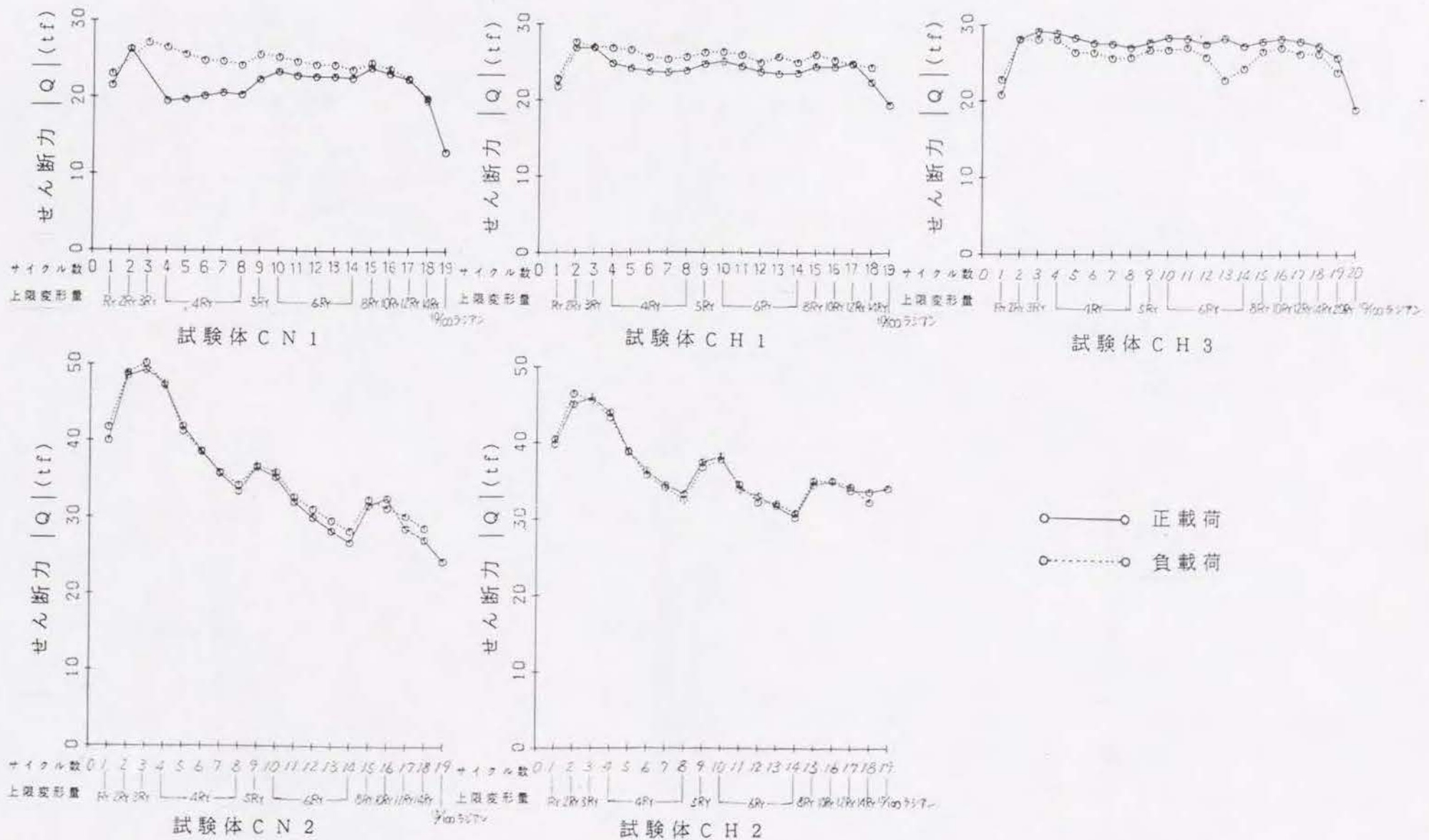


図-4.2.6 各サイクル(n)と上限変形時せん断力(Q_c)の関係

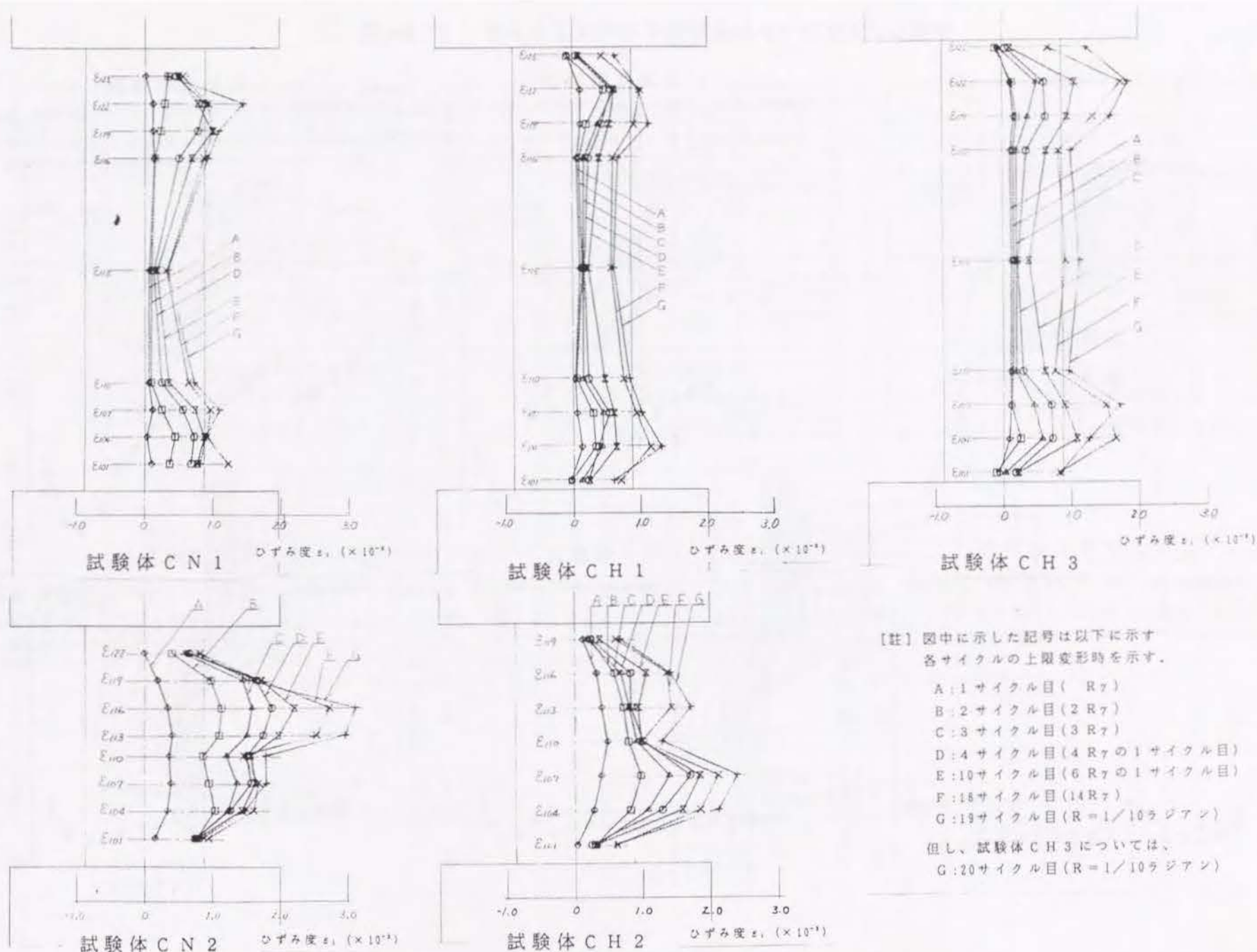


図-4.2.7 補強筋の外力方向歪分布

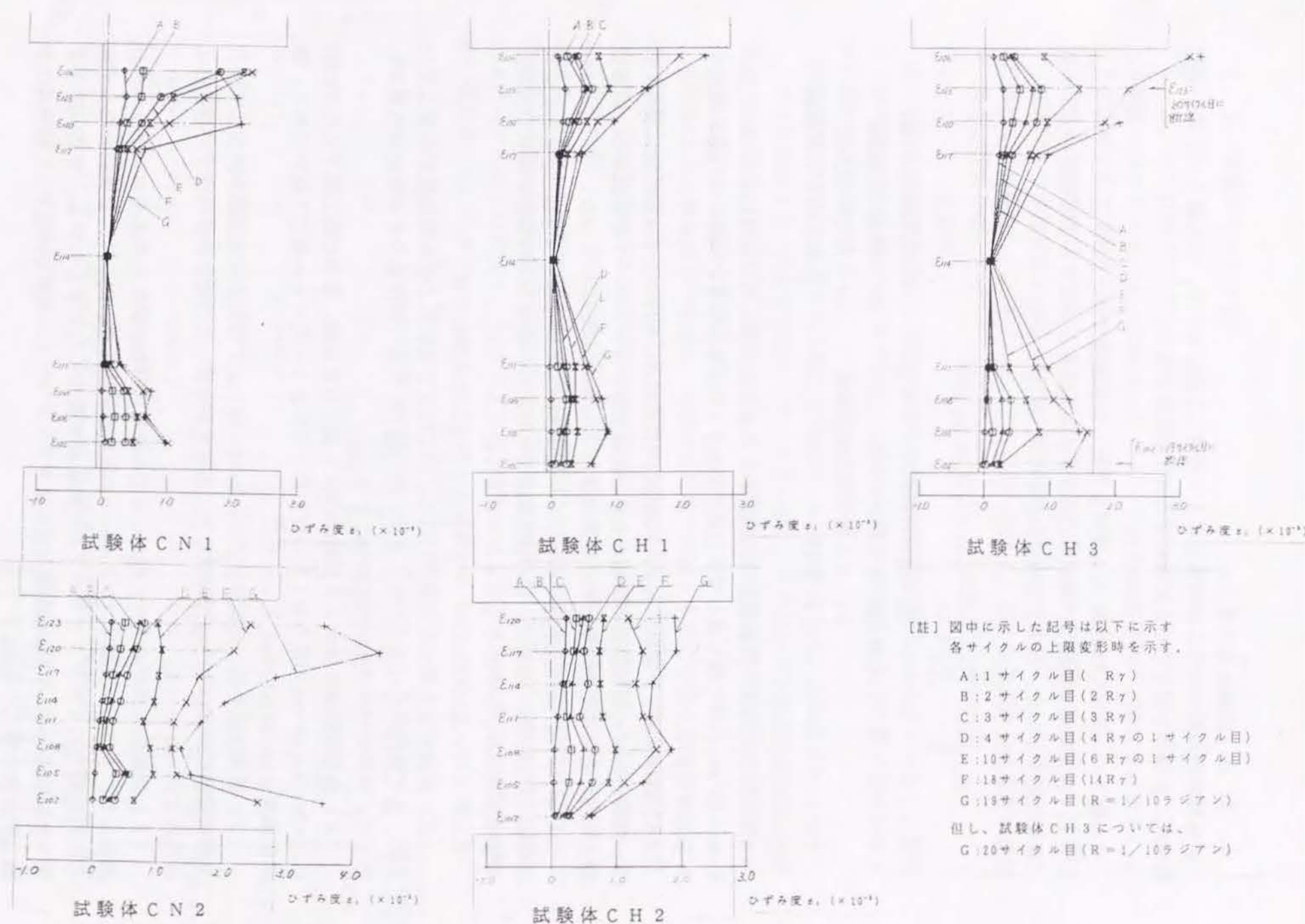


図-4.2.8 補強筋の外力直交方向歪分布

4. 2. 6 実験結果のまとめ

溶接閉鎖型の高強度せん断補強筋により補強した柱において、せん断スパン比、補強筋強度、柱軸力を変化させた実験により以下の知見を得た。

せん断スパン比 $M/QD=1.86$ の1階柱を想定した試験体では、

(1) (4.2.1) 式で補強した試験体CN1は普通強度鉄筋を用いても変形性能の大きい曲げ破壊性状を示した。限界変形角は $R_u=48 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ となった。

$$Q_{su} \geq 1.3 \times Q_{Mu} \quad (4.2.1)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.0679 \cdot P_t^{0.23} (F_c + 180)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_w \sigma_y} + 0.1 \sigma_o \right\} b \times j$$

Q_{Mu} : 柱曲げ降伏時せん断力
 M/Qd : せん断スパン比
 σ_y : せん断補強筋降伏強度
 b : 柱幅
 P_t : 引張鉄筋比(%)
 P_w : せん断補強筋量
 σ_o : 軸方向応力度
 j : 柱応力中心間距離

(2) 同量の補強で鉄筋強度を高強度にして補強量をました試験体CH1はCN1に比べ $R=40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 以降の繰返しで耐力低下が小さく限界変形角を $R_u=56 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ に増加することができた。

(3) 高強度鉄筋を使用すると、試験体CH3は高軸力にも拘わらず変形性能は優れており、直交方向せん断補強筋の歪値からも、高強度筋がコンクリートを横拘束し、変形性能上有効であることがわかった。限界変形角は $R_u=60 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ となった。

(4) いずれの試験体も繰返しにより材端部1Dの範囲の曲げ圧縮側コンクリートが圧壊して限界状態に達した。普通強度鉄筋では材端部の直交方向補強筋が降伏し拘束力が低下して限界変形が小さくなったと言える。

せん断スパン比 $M/QD=1.00$ の中間階柱を想定した試験体では

(5) 普通鉄筋を使った試験体CN2は、(4.2.1) 式では計算上せん断強度が不足しているが、曲げ降伏耐力に達した後、急激に耐力低下し、曲げ降伏後のせん断破壊性状をしめした。限界変形角は $R_u=16 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ となった。

(6) 高強度鉄筋を使用した試験体CH2も最大荷重以後、急激に耐力低下したがCN2に比べ $R=24 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ の繰返し時の耐力低下は少なく一定のせん断力を維持できた。限界変形角は $R_u=24 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ となった。

(7) 普通鉄筋を使った試験体CN2は $R=24 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で外力方向補強筋が降伏し、直交方向補強筋は $R=40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で降伏した。高強度筋を使ったCH2は最終状態まで補強筋は降伏歪に到らなかった。

(8) 両試験体共材の全長にわたってせん断ひび割れが発生しかぶりコンクリートが剥落した。また、中央部でコンクリートの圧壊が発生した。従って、全長にわたって生じた斜圧縮力によりコンクリートの圧縮破壊が発生したと考えられる。普通強度筋を使った試験体CN2は早期の補強筋降伏によりコンクリートの拘束力が低下して耐力劣化が激しかったと考えられる。

4. 3 実験シリーズ(2)

4. 3. 1 目的

高強度コンクリート ($\sigma_B=500 \text{ kgf/cm}^2$) を用いた超高層RC建物の1階柱を対象として以下を目的とした実験を行う。

○中柱をモデル化し一定軸力 ($\sigma_B/3$) 下で指針式により曲げ降伏先行型として高強度筋により横拘束された柱の変形性能の確認。

○隅柱をモデル化し、引張 ($-0.22 \sigma_B$)、圧縮 ($0.65 \sigma_B$) の変動軸力を受ける柱の変形特性を検討する。

4. 3. 2 試験体

図-4.3.1に試験体形状および配筋を示す。試験体は実物の1/3.5のスケールとし、塑性ヒンジの発生する1階の柱をモデル化し、実構造物で一般的な反曲点位置からせん断スパン比 M/QD を2.5とした。

試験体C1は中柱をモデル化し軸力比 $N/(BD \sigma_B)$ は0.3とした。主筋量は $P_g=1.94\%$ とし、せん断補強は曲げ降伏が先行し、かつ学会指針による降伏ヒンジ塑性回転角 R_p が $40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 程度となるよう設計した。その結果、高強度鉄筋で $4-5 \phi - @ 50 \text{ mm}$ ($P_w=0.56\%$) の補強筋を配筋した。

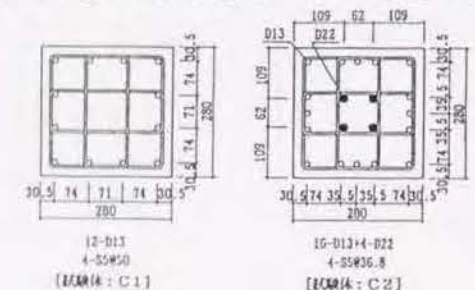
試験体C2は地震時軸力が卓越し、引張から圧縮へ変動する軸力を受ける隅柱を想定した。変動する軸力は圧縮側で軸力比 $N/(BD \sigma_B)$ が0.65とし、引張側で $N/(BD \sigma_B)$ が -0.22 とした。なお引張軸力は全柱主筋に対して $-0.7 A_g \sigma_y$ となる軸力である。ここに A_g : 柱主筋全断面積 σ_y : 柱主筋降伏強度である。せん断補強は高強度鉄筋で $4-5 \phi - @ 36.8 \text{ mm}$ ($P_w=0.76\%$) とした。これは試験体C1と同じく圧縮側軸力を受ける際の曲げ降伏時せん断力に対して塑性回転角 R_p が $40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 程度となるよう設計した。主筋は2.6%の外周に配した鉄筋と、2.0%の芯鉄筋を配した(全鉄筋比 $P_g=4.6\%$)。試験体の強度一覧を表-4.3.1に示す。

表-4. 3. 1 試験体強度一覧

| 試験体 | 主筋 P_g (%) | N (tf) ($N/F_c B D$) | せん断補強筋 P_w (%) | 曲げ耐力 (tf) e 関数法 Q_{rui} | せん断耐力 Q_{su} (tf) (Q_{su}/Q_{rui}) | | 指針式による 付着強度 τ_{bu} (kgf/cm^2) | | 限界部材角 R_u ($\times 10^{-3} \text{ rad.}$) |
|----------------|----------------------------|------------------------------|------------------------|------------------------------------|---|---------------------|---|--------------------|--|
| | | | | | 指針式 Q_{su1} | 荒川min式 Q_{su2} | τ_{bu} | τ_{bu}/τ_t | |
| C ₁ | 12-D13 (1.94) | 128 (0.30) | 4-S5@50 (0.560) | 24.2 | 58.0 (2.40) | 20.4 (0.84) | 70.1 | 3.27 | 43.9 |
| C ₂ | 16-D13+ 4-D22 (4.57) | -95~277 (-0.22~0.65) | 4-S5@36.8 (0.761) | 25.9 7.0 | 64.4 (2.49) | 22.8 (0.88) | 63.5 | 2.96 | 41.5 |

1) 断面寸法 $B=D=28 \text{ cm}$ 内法高さ $h=140 \text{ cm}$, $h/D=5.0$, 各試験体の断面形状・寸法を下図に示す。

$$\tau_t = d_s \Delta \sigma / \{4(L-d)\} \quad \Delta \sigma = 2 \sigma_y$$



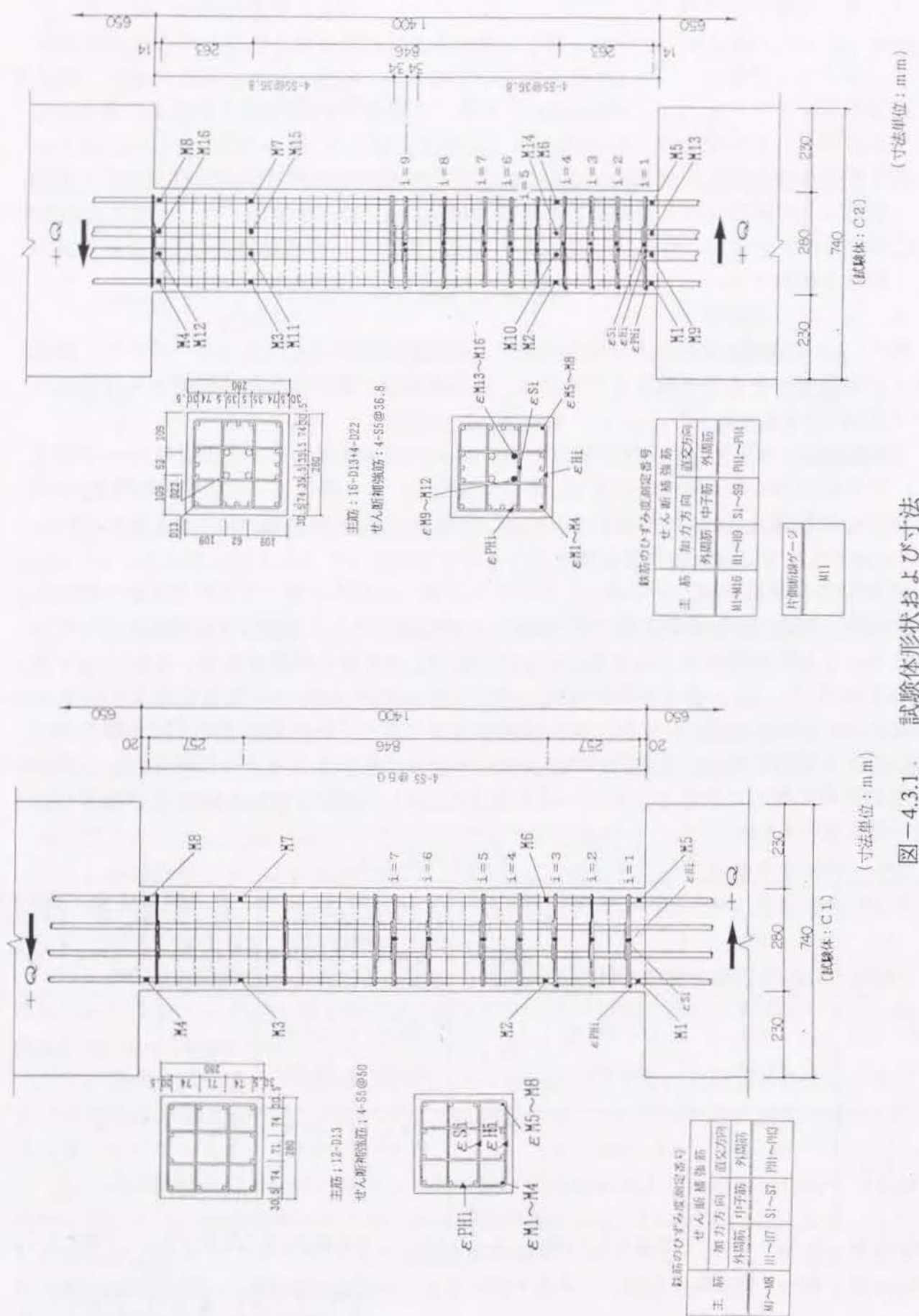


図-4.3.1 試験体形状および寸法

4.3.3 使用材料

表-4.3.2 に使用材料を示す。コンクリートは500kgf/cm²クラスの高強度コンクリートとした。主筋はSD390、せん断補強筋は降伏強度 8,690kgf/cm²の高強度鉄筋である。

表-4.3.2 使用材料および調査

鋼材の力学的性質

| 種別 | 対象試験体 | 呼び名 | 降伏強度 (kg/cm ²) | 引張強度 (kg/cm ²) | 伸び (%) |
|--------|-------|-----|-------------------------------|-------------------------------|-----------|
| せん断補強筋 | 共通 | 5φ | 8,690 | 9,650 | 18.9 |
| 主筋 | C2のみ | D22 | 3,800 | 5,690 | 22.1 |
| | 共通 | D13 | 3,800 | 5,440 | 25.4 |

コンクリートの調査

| 粗骨材の最大寸法 (mm) | 水セメント比 (%) | 細骨材率 (%) | 単位水量 (kg/m ³) | セメント量 (kg/m ³) | 細骨材 (kg/m ³) | 粗骨材 (kg/m ³) | 混和剤 (kg/m ³) | スラング (cm) | 空気量 (%) |
|------------------|---------------|-------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------|------------|
| 13 | 45 | 55.2 | 185 | 411 | 911 | 754 | 6.66 | 22.5 | 3.9 |

コンクリートの力学特性

| 圧縮強度 (kg/cm ²) | 弾性係数 ($\times 10^5$ kg/cm ²) | 引張強度 (kg/cm ²) |
|-------------------------------|--|-------------------------------|
| 543 | 2.83 | 39.7 |

4. 3. 4 実験方法

1) 載荷方法

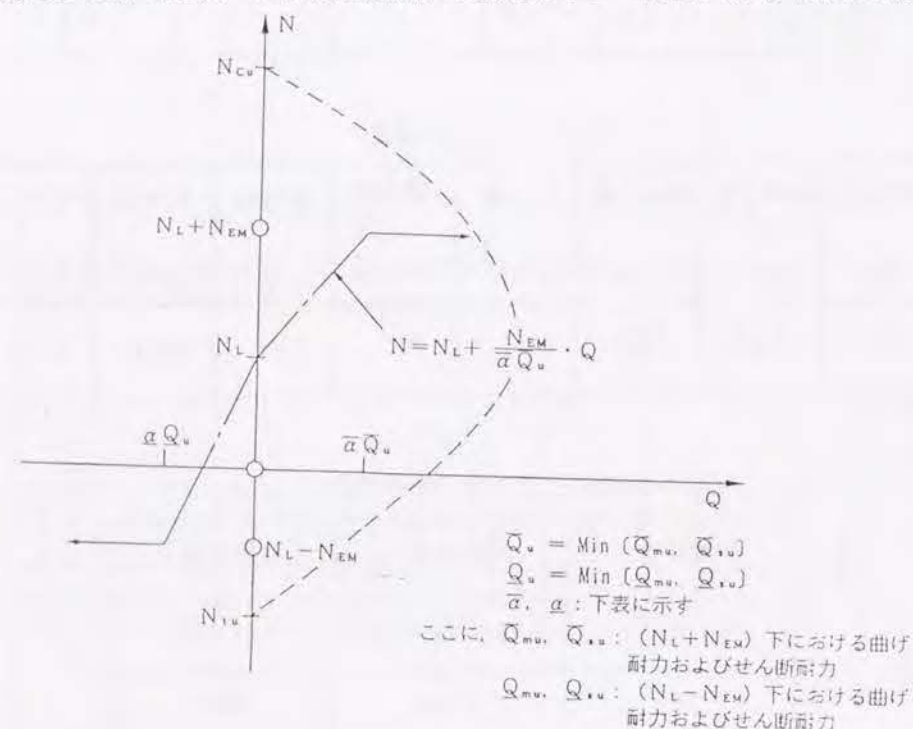
載荷は実験シリーズ(1)と同じく建研式載荷方法とし、逆対称正負繰返し載荷とした(図-4.2.2参照)。試験体C1の一定軸力($N=128\text{tonf}$)の載荷は、あらかじめ所定軸力まで加力した後、これを一定に保って水平力のくり返し載荷を行った。試験体C2の変動軸力の場合は、あらかじめ想定長期軸力 N_L (91tonf 、 $N_L/BD\sigma_B=0.21$)まで載荷した後、地震時変動軸力分として $NE=186\text{tonf}$ を、せん断力 Q に比例しながら変動して載荷した。

$$N_L - NE (-95\text{tonf}) \leq N \leq N_L + NE (277\text{tonf})$$

N が $N_L - NE (-95\text{tonf})$ 、 $N_L + NE (277\text{tonf})$ にそれぞれ達したとき以降は、その値で一定に保持した。変動させる範囲では図-4.3.2に示す方法で試験体の耐力低下に応じて α の値を適宜変更した。載荷履歴は部材角 R を $R = (5, 10, 20, 30, 40, 50) \times 10^{-3}\text{rad.}$ の正負繰返し載荷を3回ずつ行った後、正加力方向に単調載荷し、終了した。

2) 測定方法

図-4.2.4に示す方法で部材角、軸変形量、材端の全体変形角、曲げ回転角およびせん断変形角を測定した。主筋、せん断補強筋の歪度は図-4.3.1に示す位置で測定した。



| 試験体 | サイクル数 | 圧縮側 | | | 引張側 | | |
|-----|-------|---------------------|----------------------------|----------|---------------|----------------------|----------|
| | | $\bar{Q}_{su} (tf)$ | $\alpha \bar{Q}_{su} (tf)$ | α | $Q_{su} (tf)$ | $\alpha Q_{su} (tf)$ | α |
| C2 | 1→6 | 25.9 | 24 | 0.93 | 7.0 | 7 | 1.00 |
| | 7→15 | | 12 | 0.46 | | | |

註) $\bar{Q}_{mu}, \bar{Q}_{su}$: e関数法による曲げ耐力
 Q_{su} : KSS式によるせん断耐力
 Q_{su} : 全補強式によるせん断耐力
 * : 実験時における試験体の性状(耐力低下)に応じて、上表に示すように、 α の値を適宜変更した。

図-4. 3. 2 変動軸力載荷条件

4. 3. 5 実験結果

1) せん断力(Q)一部材角(R)関係およびひびわれ破壊性状

各試験体の現象発生時期を図-4.3.3のQ-R関係に併記して示す。試験体C1では主筋の圧縮降伏後、材端部コンクリートの斜ひびわれおよび圧壊が発生すると共に、主筋が引張降伏し、 $R=10 \times 10^{-3}\text{rad.}$ にて最大耐力に達した。その後、P- Δ 効果に伴う耐力低下を起こし、 $R=30 \times 10^{-3}\text{rad.}$ 時において主筋の座屈が見られ、 $R=50 \times 10^{-3}\text{rad.}$ 時の繰返し載荷時にはせん断補強筋の歪度が $\epsilon=3 \times 10^{-3}$ に達し、ヒンジ領域のコアコンクリートの損傷が進展し著しく耐力低下した。破壊モードは曲げ圧縮破壊と言える。梁と同様の定義による限界変形角 R_u は $30 \times 10^{-3}\text{rad.}$ となった。これは指針式による計算値に比べ小さな値であった。

変動軸力を受ける試験体C2は正加力(圧縮軸力)時において主筋の圧縮降伏および材端部コンクリートの圧壊が発生した後、 $R=6.5 \times 10^{-3}\text{rad.}$ にて最大耐力に達した。その後ヒンジ領域のかぶりコンクリートが剥離し $R=20 \times 10^{-3}\text{rad.}$ の繰返しにより耐力低下が大きくなりヒンジ領域のコアコンクリートの損傷が進展し $R=40 \times 10^{-3}\text{rad.}$ で主筋の座屈が生じた。また、負加力(引張軸力)時には1サイクル目の $R=5 \times 10^{-3}\text{rad.}$ 時に主筋が引張降伏し、 $R=10 \times 10^{-3}\text{rad.}$ 以降、部材角が増えるにつれてコンクリートの引張ひびわれの開口幅が拡がると共に荷重も増大し、荷重低下は生じなかった。載荷は15サイクル目の正加力 $R=60 \times 10^{-3}\text{rad.}$ にて曲げ圧縮破壊により荷重低下したため終了した。圧縮側の限界変形角は $R_u=20 \times 10^{-3}\text{rad.}$ となった。最終状況を写真-4.3.1に、各実験値を表-4.3.3に示す。

2) 材端部の変形性状

各試験体の材端部における変形(全体変形角 θ' 、曲げ回転角 θ 、せん断変形角 γ)を図-4.3.4に示す。また図-4.3.5に θ' 、 θ 、 γ 、 γ/θ' と載荷サイクル n との関係を示す。図-4.3.5から部材角 R と端部全体変形角 θ' は、ほぼ等しくヒンジ領域の変形が支配的であることがわかる。端部全体変形角 θ' に対するせん断変形角 γ の比(γ/θ')は試験体C1では0.3~0.4程度であり、C2では正加力(圧縮軸力)時には0.2~0.3程度であり、負加力(引張軸力)時には0.5程度となっており、引張軸力時には材端部のせん断変形が大きくなっていることを示している。

3) せん断補強筋の歪性状

各試験体の補強筋歪性状を図-4.3.6に示す。また材中央部と材端部における外周筋(ϵ_e)、中子筋(ϵ_s)および外周筋の直交方向(ϵ_{pe})、それぞれの平均歪と部材角 R の関係を図-4.3.7に示す。

各試験体とも材端1Dの範囲の歪が大きく、変動軸力を受ける試験体C2で中央部の補強筋歪がやや進展している程度である。材端部の加力方向の平均歪は最大耐力時には $\epsilon=0.3 \sim 0.4 \times 10^{-3}$ 程度であるが、限界部材角にかけて進展し試験体C1では $\epsilon=1.1 \times 10^{-3}$ 程度、C2では $\epsilon=1.0 \sim 1.6 \times 10^{-3}$ 程度まで進展している。また、直交方向の歪度は両試験体共最大耐力以降、加力方向の歪に比べて大きくなっており、限界部材角時に試験体C1では $\epsilon_{pe}=1.5 \times 10^{-3}$ 程度、C2では $\epsilon_{pe}=2.0 \times 10^{-3}$ 程度まで進展している。図-4.3.7から材端部では最大荷重以後せん断力は低下しているが平均ひずみは増加を続け、特に直交方向歪の増加は大きい。これは圧縮側コンクリートを拘束する効果を示しているものと考えられる。なお、いずれの補強筋も降伏には達しなかった。

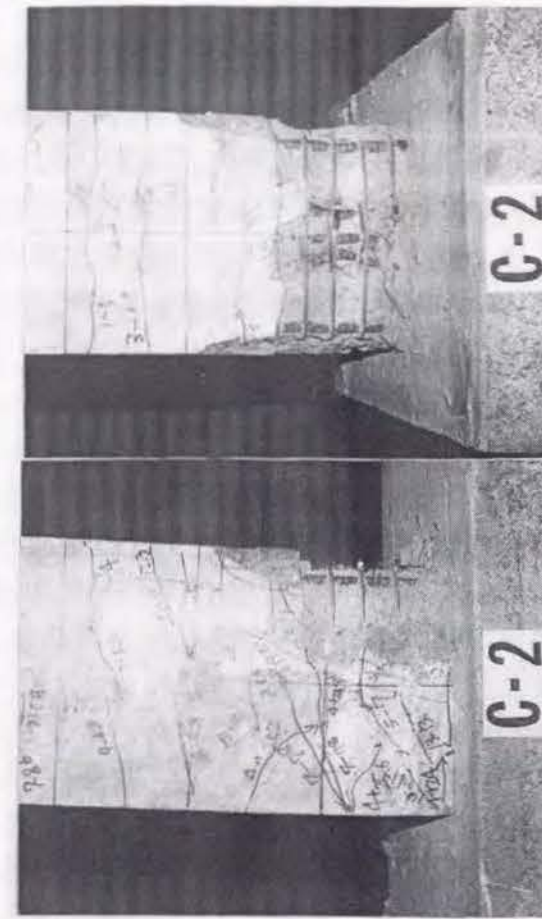
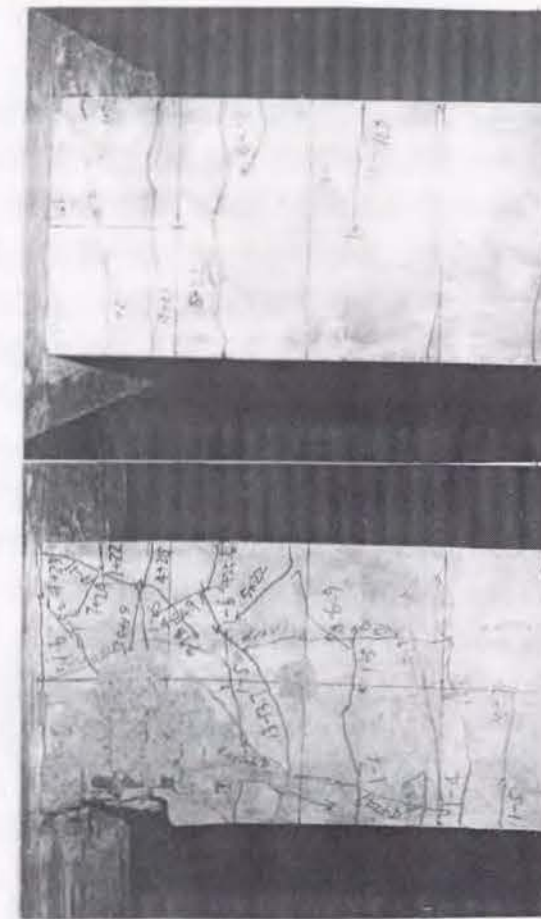
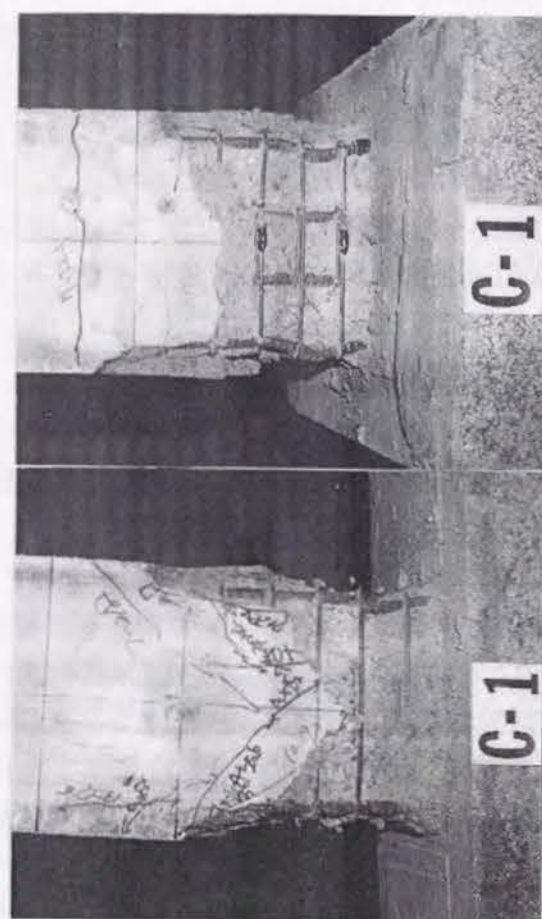
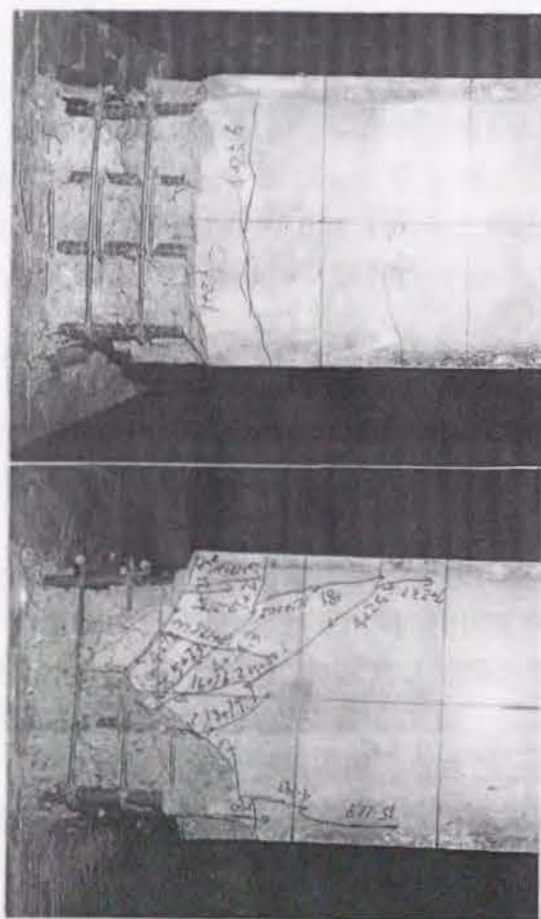


写真-4.3.1 最終状況

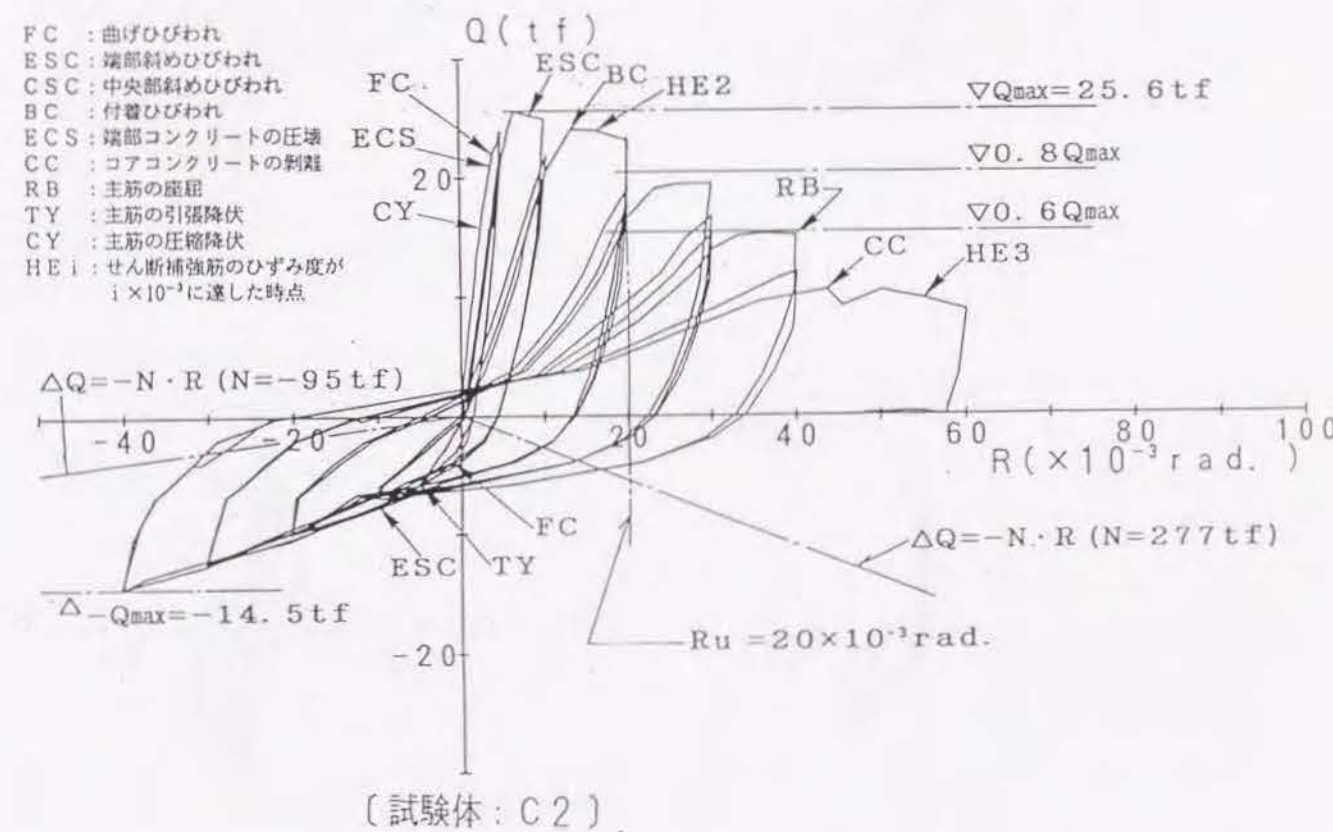
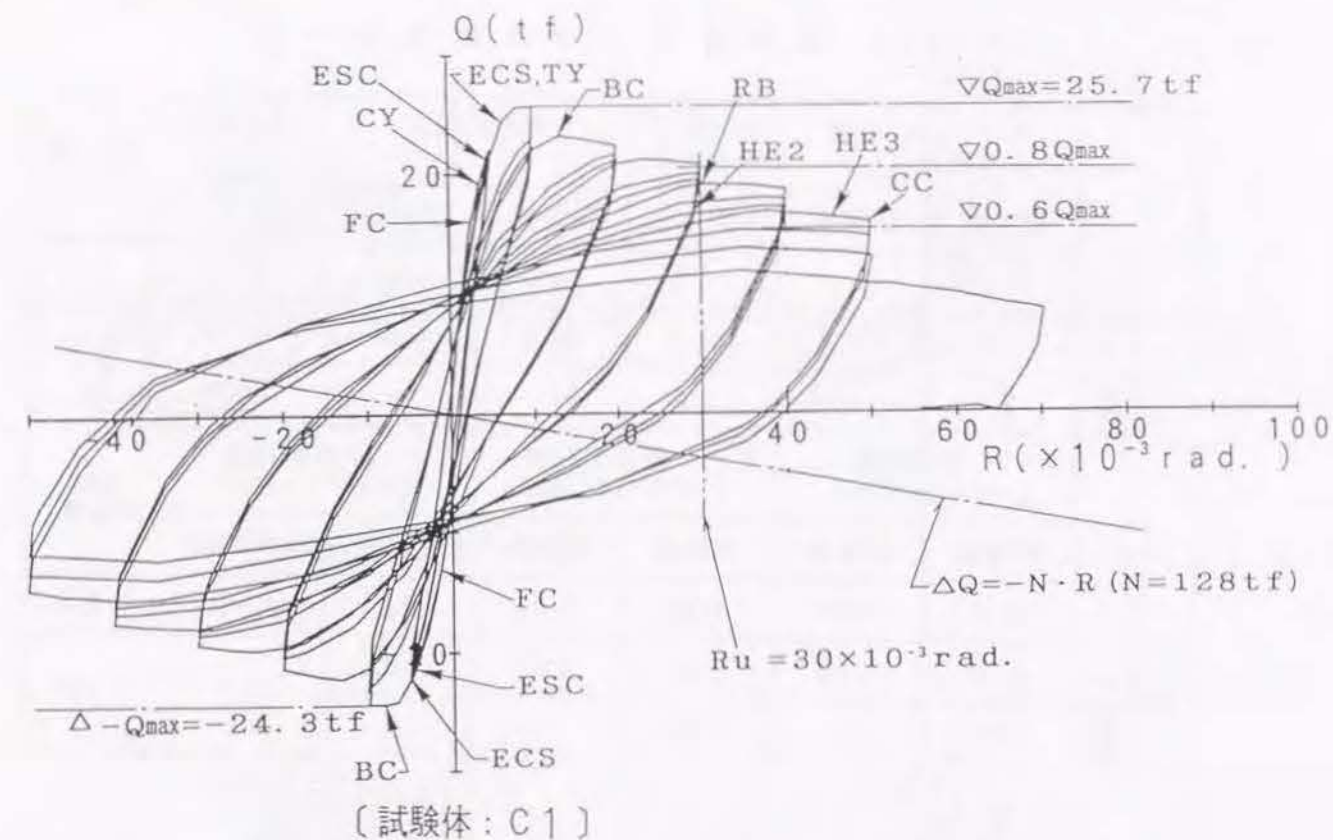


図-4.3.3 Q-R関係(観察結果、鉄筋の歪み状態)

表-4.3.3 実験値および計算値の一覧

| | 曲げひびわれ時 せん断力 (tf) | | 曲げ耐力 時せん断力 (tf) e 関数法 | せん断耐力 (tf) | | 最大耐力 Q_{max} (tf) | 破壊 モード |
|----------------|--|------|---|---------------|--|---------------------------|------------------------|
| | 実験値 | 計算値 | | 指針式 | 荒川式 | | |
| C ₁ | 16.1 | 11.1 | 24.2 | 58.0 | 20.4 | 25.7 | FC |
| C ₂ | 正 | 22.0 | 21.1 | 25.9 | 64.4 | 22.8 | FC |
| | 負 | 3.8 | — | 7.0 | — | 14.9 | |
| | K _e 初期剛性 ($\times 10^{-3}$ tf/rad.) | | K _y 降伏時剛性 ($\times 10^{-3}$ tf/rad.) | | R _u 限界部材角 ($\times 10^{-3}$ rad.) | | h _{eq} 実験値 |
| | 実験値 | 計算値 | 実験値 | 計算値 | 実験値 | 指針式計算値 | |
| C ₁ | 6.45 | 6.99 | 4.92 | 2.44 | 30 | 43.9 | 0.225 |
| C ₂ | 正 | 6.56 | 7.30 | 5.82 | 3.57 | 20 | 41.5 0.190 |
| | 負 | — | — | 1.13 | — | — | |

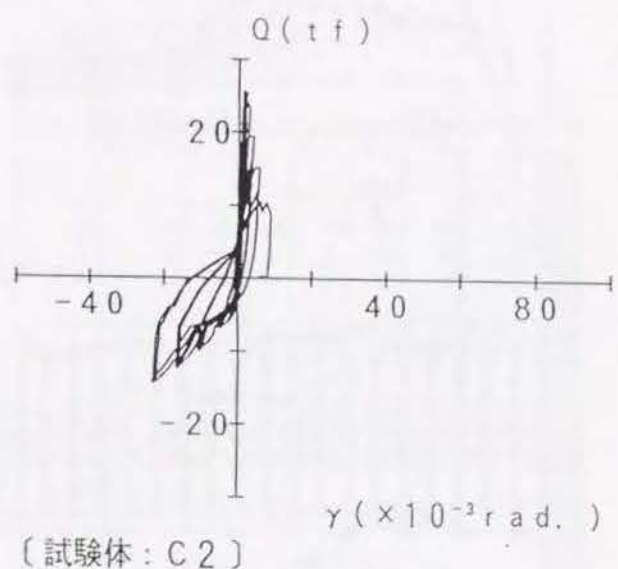
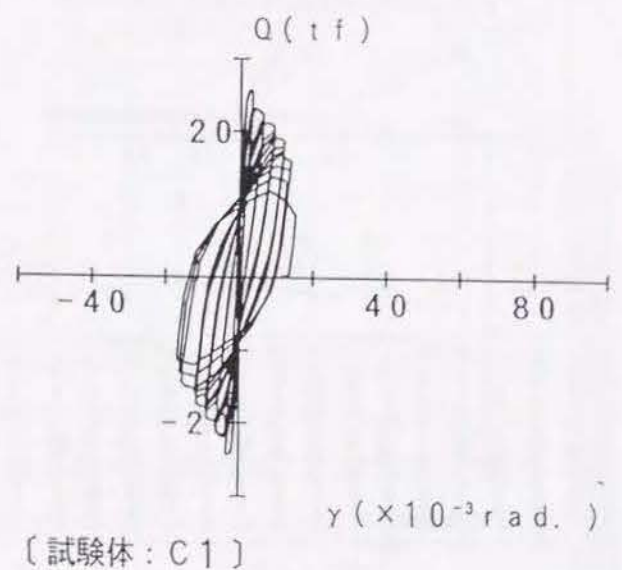
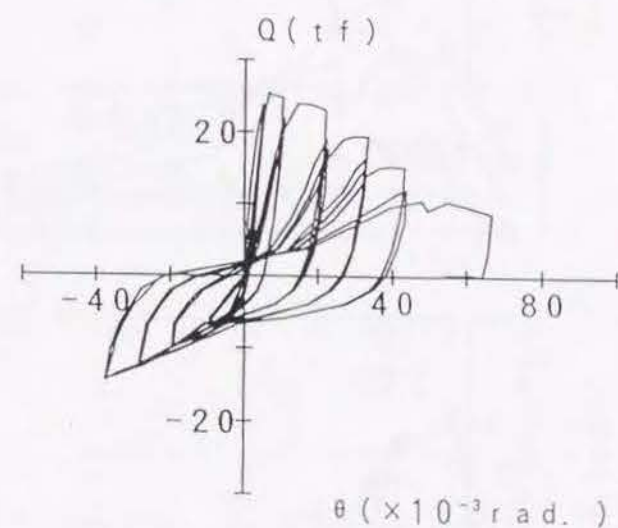
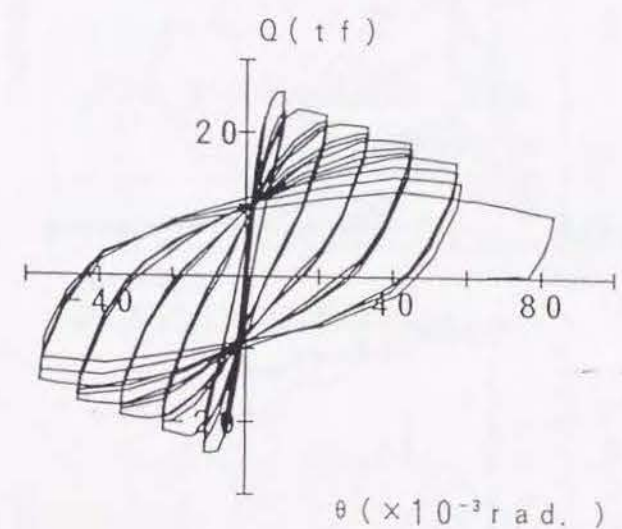
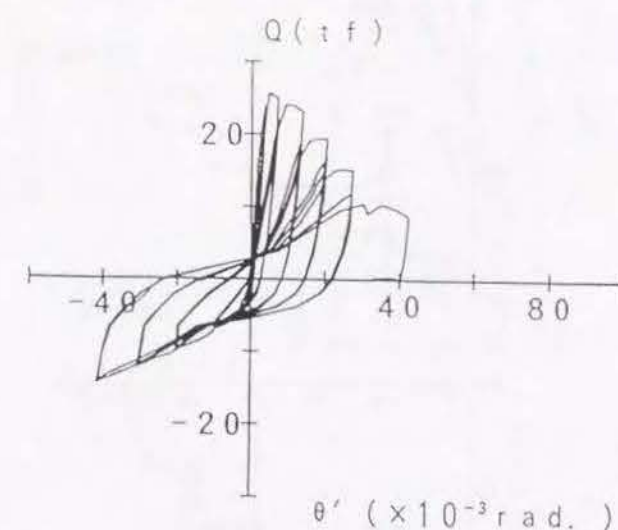
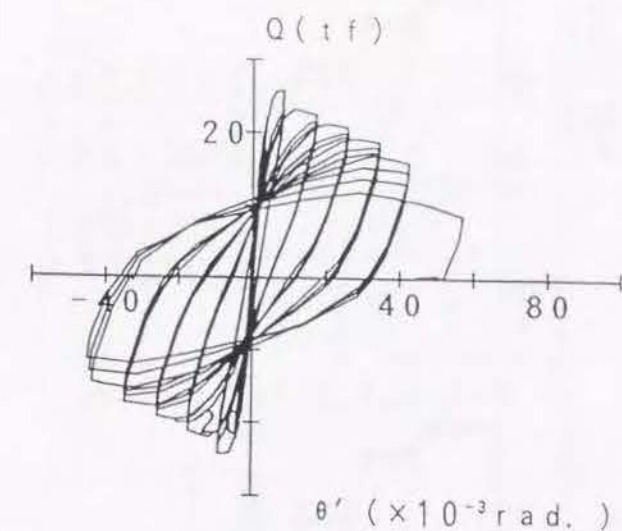
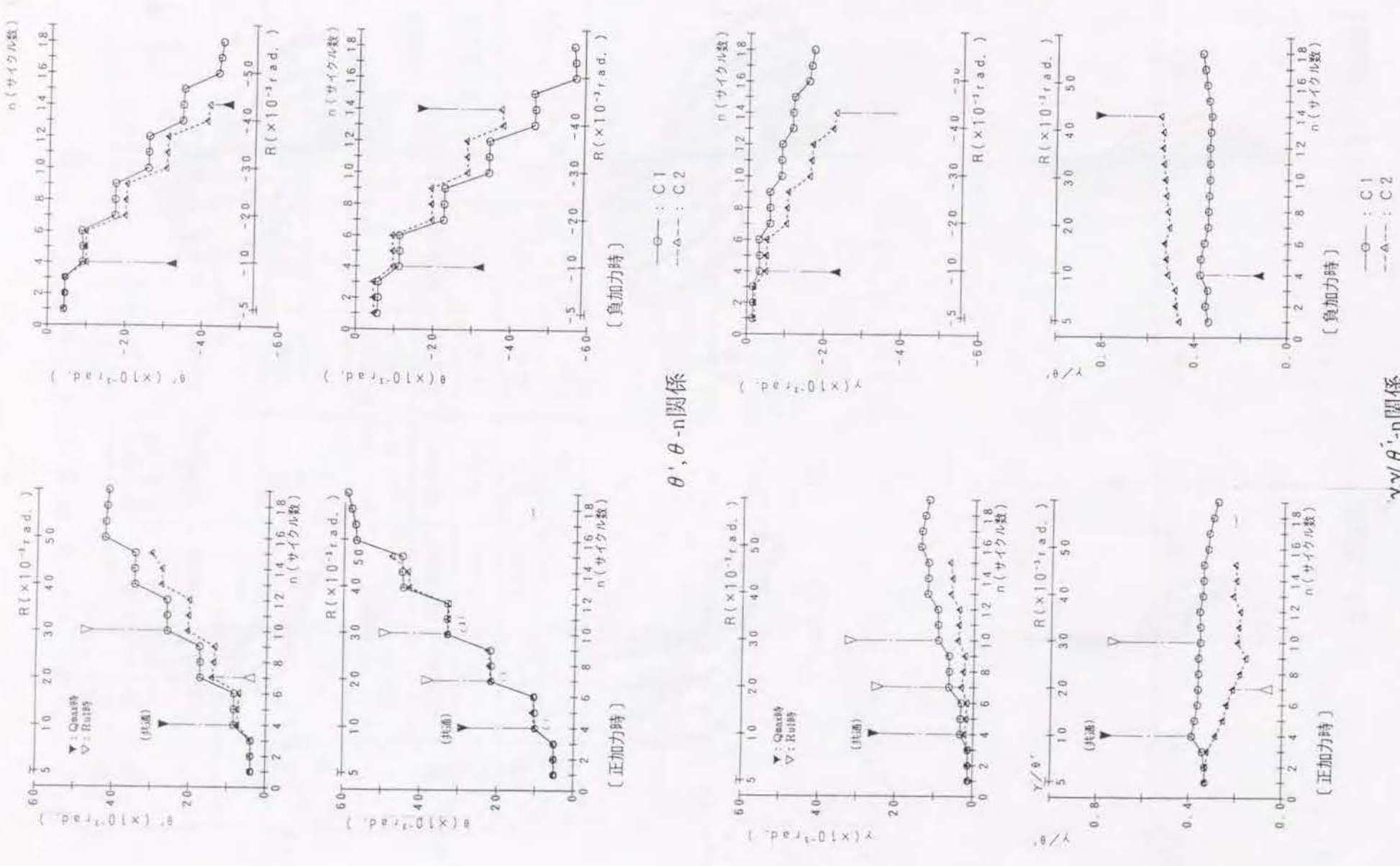


図-4.3.4 Q-θ'、θ、γ 関係

図-4.3.5 θ' 、 θ 、 γ 、 γ/θ' - n 関係



θ' 、 θ - n 関係

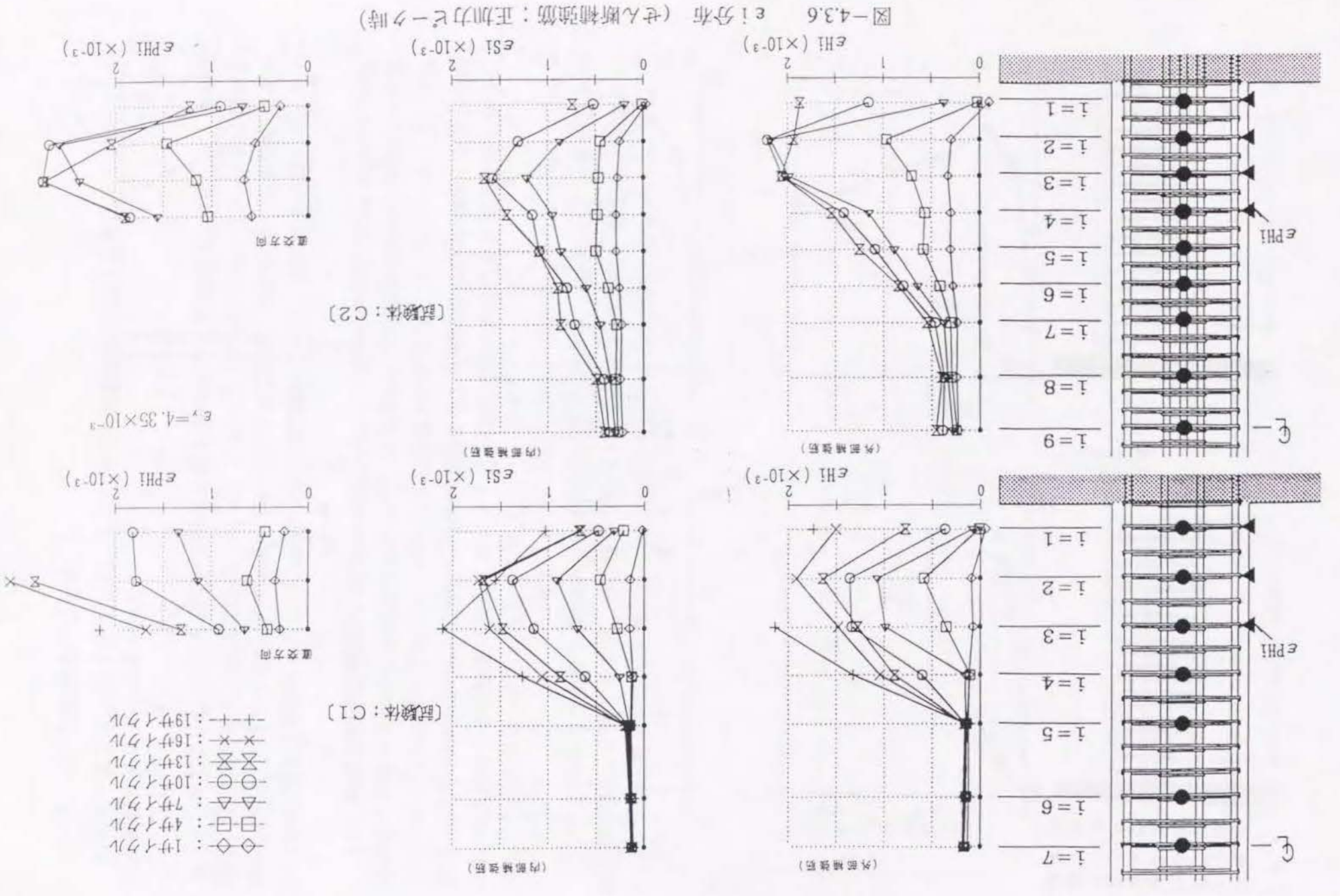
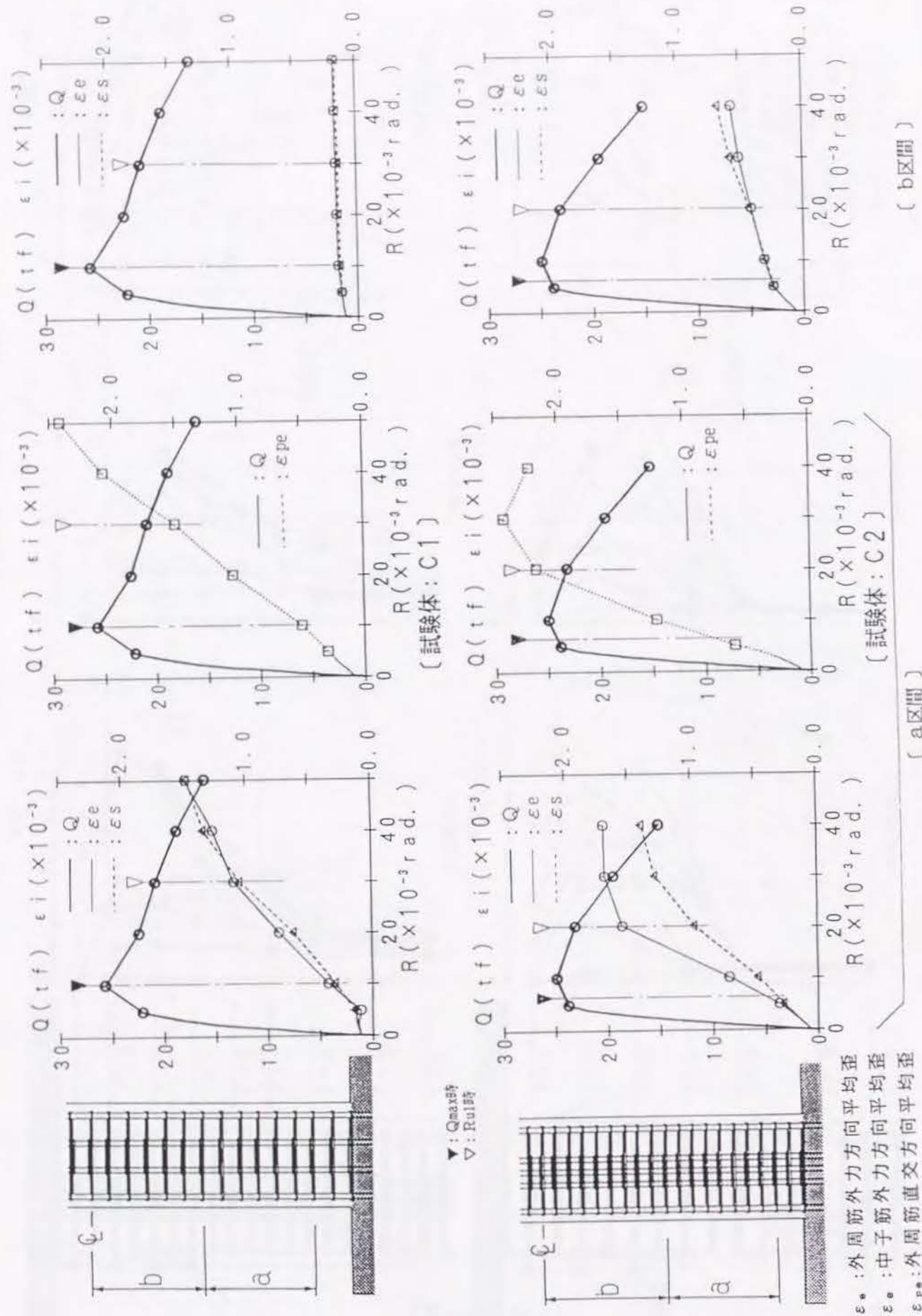


図-4.3.6 e_i 分布 (せん断補強筋：正加力ピーク時)

- \diamond : 1サイクル
- \square : 4サイクル
- \triangle : 7サイクル
- \circ : 10サイクル
- \times : 13サイクル
- \times : 16サイクル
- $+$: 19サイクル

$e_y = 4.35 \times 10^{-3}$



4. 3. 6 実験結果のまとめ

高強度コンクリートを使用した、1階の中柱と変動軸力を受ける隅柱をモデル化した柱の実験から以下の知見を得た。

(1) 試験体C1、C2とも曲げ耐力時せん断力 Q_{mu} とせん断強度 Q_{su} の比、せん断余裕率は、学会指針のせん断強度 Q_{su2} ($R_p=0.$) に対しては $Q_{su2}/Q_{mu}=2.4\sim 2.49$ 、修正荒川min式 Q_{su1} に対しては $Q_{su2}/Q_{mu}=0.84\sim 0.88$ であったが、両試験体とも実験最大せん断力 Q_{max} は曲げ耐力時せん断力 Q_{mu} の1.06、1.0になっており、曲げ耐力に達している。

(2) 限界変形角は試験体C1が $Ru = 30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 、C2が $Ru = 20 \times 10^{-3} \text{rad.}$ となり、C2は高軸力の影響を受け耐力劣化が大きかった。学会指針による限界変形角計算値はいずれも $Ru = 40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 程度であって、この場合危険側の評価となった。シリーズ(1)では荒川min式せん断強度 $Qsu1$ に対して1.3倍の余裕を与える補強筋量であったのに対し今回は0.84~0.88倍と補強筋量が少なくコンクリート強度が高い割に十分な拘束量がなかったためより劣化が激しかったと考えられる。

(3) 引張軸力を受ける試験体C2の負側では曲げ耐力時せん断力 Q_{μ} の2倍以上の最大耐力 Q_{\max} に達しており、鉄筋降伏後も徐々にせん断力は増加し、耐力低下はなかった。また降伏時剛性は圧縮側に比べて1/5程度と非常に小さな値となった。

溶接閉鎖型の高強度鉄筋でせん断補強したシリーズ(1)、(2)の柱の実験から以下の知見を得た。

(1) せん断スパン比 M/QD が2.0程度では材端部1Dがヒンジ範囲となり外力方向補強筋歪はヒンジ中央部で大きくなった。一方、外力直交方向補強筋歪は材端部で最も大きくなり最大耐力後の繰返しで歪が増大しコンクリートを拘束する効果を示している。破壊モードは材端部での曲げ圧縮破壊であった。

(2) せん断スパン比 M/QD が1.0の中間階を想定した短スパン柱では材全長にせん断ひび割れが発生し最大荷重後の繰返しで中央部コンクリートの圧壊が生じると共に全長にわたってかぶりコンクリートが剥離した。破壊モードは曲げ降伏後のせん断破壊と言える。

(3) せん断スパン比 M/QD が2.0程度では、せん断補強量を適切に選べば曲げ破壊型の変形能力の大きい柱とすることができる。本実験の範囲では、従来のせん断耐力式 Q_{su1} (修正荒川式)では、せん断余裕度 Q_{su1}/Q_{mu} が1.3では、限界変形角 $Ru = 50 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度が確保でき(シリーズ(1))、 $Q_{su1}/Q_{mu} = 0.84$ では $Ru = 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度であった(シリーズ(2))。しかし、柱の場合、直交方向の鉄筋の歪が梁の場合に比べて大きくなっていることから、特に軸力のレベル、コンクリート強度との関連で横拘束効果に必要な補強量が変わることが考えられるため、せん断余裕度 Q_{su1}/Q_{mu} だけで限界変形角を評価するのは不十分である。

(4) せん断スパン比 M/QD が1.0の柱では、高強度筋を使っても最大荷重以降の荷重低下は長柱に比べて大きい。ただ、この場合も高強度せん断補強筋を使って補強量をあげれば普通強度筋に比べて限界変形角は $Ru = 16 \times 10^{-3} \text{rad}$ から $Ru = 24 \times 10^{-3} \text{rad}$ へ1.5倍の増加が得られた。

(5) 修正荒川式でのせん断強度 Q_{su1} の評価は本実験の範囲では安全側の評価になり、せん断余裕度 Q_{su1}/Q_{mu} が0.84程度でも曲げ降伏荷重に達した。

(6) 指針式による限界変形角の計算値はシリーズ(1)では安全側の評価を与えたが、シリーズ(2)では危険側の評価となった。シリーズ(2)では高強度のコンクリート($\sigma_B = 543 \text{kg/cm}^2$)で指針の適用外であったこと、補強筋量がかなり少なかったことが影響していると考えられる。

(7) 隅柱で変動軸力を受ける際の引張軸力側では計算上の曲げ耐力の2.0倍の強度まで耐力を維持し、鉄筋降伏後も徐々に荷重は増加した。ただ剛性は小さく降伏時剛性は圧縮側に比べ1/5程度であった。

5. 1 概要

前章までは梁、柱各部材の変形性能を検討してきたが、それぞれの部材は接合部を介して結合されており当然のごとく接合部の変形特性が骨組の特性を決定する場合が考えられる。特に内部柱梁接合部はその数も多く建物全体の変形特性を決定するとも言える。

従来、建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準」ではこの接合部については触れられておらず、「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準」においてのみ、せん断強度の設計法が明示されているのみであった。また、諸外国に於てもその設計思想は大きく異なっていた。我が国の高層RC造では、従来は所謂上村式(文献12))によって設計が行われる例が多かった。しかし、同式では、せん断補強筋量が多く、特に接合部せん断力の大きな高層RC造では部材設計上のネックとなることがあった。

学会の規準・指針では始めて「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針」(文献5)) (以後学会指針と呼称)において接合部の設計法が示された。その内容はせん断強度はコンクリートのみで負担し、せん断補強筋は強度には寄与せず変形能のために $P_w = 0.3\%$ を上限に配筋するよう提案するものである。また、せん断強度のみでなく、梁主筋径 d_b と柱径 D の比を制限している。これは、梁通し主筋の付着劣化による主筋の抜け出しが、荷重-変形関係をスリップ型とし履歴減衰を低下させるため、これを制限する目的で設定されている。しかし、この指針はコンクリート強度も 360kgf/cm^2 を上限とするもので高層RC造では適用外となっている。

また、高層RC造では接合部せん断応力が大きく、強度のみならずその変形特性が骨組の変形特性に大きく影響する。寺岡や北山は内部柱梁接合部のせん断力の復元力特性を文献13)、14)においてそれぞれ提案している。また森田等は文献15)において外部柱梁接合部の復元力特性および繰返し劣化モデルの履歴特性を設定し、ト型骨組の荷重変形関係を解析している。また、西山等は外部柱梁接合部において、梁に導入された軸力(プレストレス)により接合部の変形特性がスリップ型から紡錘型に改善されることや、せん断強度が増加することを文献16)で示している。

この章では高層RC造骨組みの低層階部分を対象とし、かつ安全側のモデルとして直行梁のない梁曲げ降伏先行型の十字型骨組みを対象とし、その変形特性を実験的に検討した。実験は2シリーズからなり、シリーズ(1)は接合部のせん断補強量を変化した2体の試験体、シリーズ(2)はせん断応力レベル、梁通し筋の付着応力レベル、および文献16)により期待される、梁軸力レベルを変化させた10体の試験体からなる。

また、シリーズ(2)の実験結果より文献13)、14)、15)を参考にして接合部の復元力特性、履歴特性をモデル化し、骨組の繰返し荷重変形関係を解析により求め、実験結果と比較した。

5. 2 実験シリーズ (1)

5. 2. 1 目的

本実験は梁曲げ降伏先行型の十字骨組で、接合部の入力せん断力を学会指針の制限値 ($\tau_j \leq 0.3 \sigma_B$) 以内で $\tau_j = 0.24 \sigma_B$ (τ_j : 接合部せん断応力度、 σ_B : コンクリート強度) とし、接合部せん断補強筋に普通鉄筋で外周のみ配筋したものと、高強度鉄筋で中子筋も配筋して補強したもの2体で、その変形特性に与える影響を検討する。

5. 2. 2 試験体

試験体形状、配筋を図-5.2.1に示す。試験体はNo.1、No.2の2体からなり、接合部のせん断補強筋量のみが異なり、梁曲げ降伏先行型に設計している。なお接合部入力せん断力の計算値は学会指針の上限値 $\tau_j = 0.3 \sigma_B$ 以下の値で $\tau_j / \sigma_B = 0.238$ とした。接合部のせん断補強筋量は試験体No.1は普通鉄筋を用いて $P_w = 0.483\%$ 、 $P_w \sigma_{wy} = 17.92 \text{ kg/cm}^2$ であり、試験体No.2は高強度筋を用いて $P_w = 0.80\%$ 、 $P_w \sigma_{wy} = 66.08 \text{ kg/cm}^2$ である。せん断補強筋量の計算は上下梁主筋の内側 (2段筋がある場合はその内側) に配筋されている全鉄筋量 Σa_w を柱幅 B_c 、上下梁主筋間の内側寸法 d_0 で除して $P_w = \Sigma a_w / B_c d_0$ で定義する。試験体No.1、No.2とも同ピッチで配筋した。

せん断補強筋量は学会指針の上限値 $P_w = 0.3\%$ に対して試験体No.1ではその1.6倍である。試験体No.2は従来、高層RC造では良く使われてきた上村式 (参考文献12)) を使って設計した $P_w \sigma_{wy}$ を配筋した。せん断応力 τ_j は梁両端がACI規準による終局曲げ耐力に達した時点での接合部せん断応力として以下のように定義した。

$$V_j = C + T - V_c \quad \tau_j = V_c / (B_e \times D)$$

C: 梁の圧縮合力

T: 梁の引張力

V_c : 梁曲げ耐力時柱のせん断力

B_e : 柱有効幅 $(B_b + B_c)/2$

D: 柱デプス

なお、試験体No.1、No.2とも柱梁の断面配筋は同じである。柱軸力比は $N_c / \sigma_B BD = 0.24$ とした。試験体の強度計算値の一覧を表-5.2.1に示す。

表-5. 2. 1 試験体強度計算値および実験値

| 試験体名 | 計算値 | | | | 実験値 | | | | | | |
|------|----------|----------|---------------------|----------------------------|------------|----------|------------|--------------------------|-------------------------------------|------|-------|
| | Vjb (tf) | Vju (tf) | τ_j / σ_B | $\tau_f / \sqrt{\sigma_B}$ | Qbmax (tf) | Vjc (tf) | Vjmax (tf) | τ_{jmax} / σ_B | $R_u (\times 10^{-3} \text{ rad.})$ | heq | 破壊モード |
| NO.1 | 160.6 | 182.3 | 0.238 | 3.76 | 36.9 | 94.9 | 159.2 | 0.236 | 20 | 0.15 | BJ |
| NO.2 | 160.6 | 182.3 | 0.238 | 3.76 | 38.8 | 94.9 | 165.3 | 0.245 | 30 | 0.13 | BJ |

Vjb: 梁曲げ耐力時接合部せん断力

Vju: 接合部せん断強度 (文献17)

$Vju = K \cdot \phi \cdot F \cdot b_a \cdot D_c = 3 \cdot 1.0 \cdot (0.04 \sigma_B + 20) b_a \cdot D_c$

$\tau_j = Vjb / (b_a \cdot D_c)$ $b_a = (b_b + b_c) / 2$

τ_f : 付着指標 (文献18)

Qbmax: 梁最大せん断力

Vjc: 接合部せん断ひびわれ時せん断力

Vjmax: 最大せん断力時接合部せん断力

$\tau_{jmax} = Vjmax / (b_a \cdot D_c)$

σ_B : コンクリート圧縮強度

R_u : 限界変形角 rad

heq: 等価粘性減衰定数

BJ: 梁曲げ降伏後接合部せん断破壊

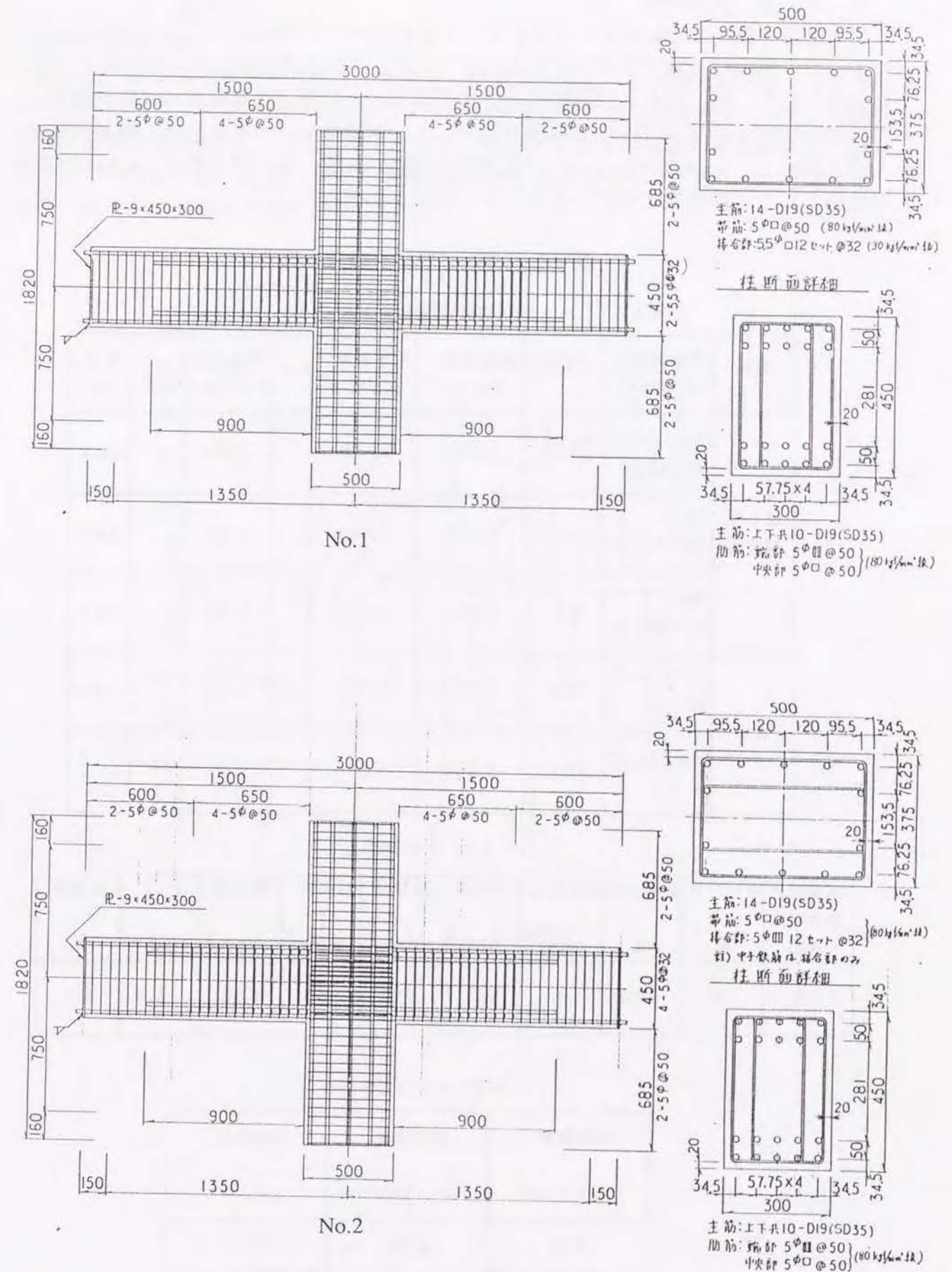


図-5.2.1 試験体の形状寸法および配筋

5. 2. 3 使用材料

使用材料を表-5.2.2に示す。コンクリートは同一バッチで製造され σ_B は400kgf/cm²であった。打設は実施工と同じく立て打ちとした。せん断補強筋はすべて溶接による閉鎖型とした。柱、梁および試験体No.2の接合部のせん断補強筋はすべて降伏強度 σ_y が8260kgf/cm²の丸鋼 5.0mm ϕ 高強度筋とした。試験体No.1の接合部せん断補強筋は丸鋼 5.5mm ϕ 、 $\sigma_y=3720$ kgf/cm²の普通強度鉄筋である。梁、柱主筋はSD345のD19異形鉄筋とした。降伏強度は0.2%オフセット法により求めた。

表-5. 2. 2 使用材料及び調合

| 鋼材の力学的性質 | | | | | | |
|----------|-------------------|------------|-----------------------------|-----------------------------|---|---------|
| 種別 | 対象試験体 (使用部材) | 呼び名 | 降伏強度 kaf/cm ² | 引張強度 kaf/cm ² | 弾性係数 $\times 10^5$ kaf/cm ² | 伸び % |
| せん断補強筋 | No.1.No.2 柱、はり | 5 ϕ | 8.260 | 9.170 | 2.03 | 16.1 |
| | No.1 接合部ハネ | 5.5 ϕ | 3.710 | 4.180 | 1.98 | 20.2 |
| | No.2 接合部ハネ | 5 ϕ | 8.260 | 9.170 | 2.03 | 16.1 |
| 主筋 | No.1.No.2 柱 | D19 | 3.720 | 5.990 | 1.82 | 13.4 |
| | No.1.No.2 はり | D19 | 3.960 | 5.890 | 2.04 | 21.7 |

コンクリートの調合

| 粗骨材の 最大寸法 mm | 水セメント比 % | 細骨材率 % | 単位水量 ka/m ³ | セメント量 ka/m ³ | 細骨材 ka/m ³ | 粗骨材 ka/m ³ | 混和剤 ka/m ³ | スラック cm | 空気量 % |
|--------------------|-------------|-----------|---------------------------|----------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------|----------|
| 15 | 38 | 40.9 | 198 | 521 | 634 | 930 | 1.30 | 18.9 | 4.1 |

コンクリートの力学特性

| 圧縮強度 kaf/cm ² | 弾性係数 $\times 10^5$ kaf/cm ² | 引張強度 kaf/cm ² |
|-----------------------------|---|-----------------------------|
| 400 | 3.03 | 31.7 |

5. 2. 4 実験方法

1) 載荷方法

載荷は、柱両端をローラ支持した状態で一定軸力を与え、梁両端に押引きジャッキにより左右の加力点変位が逆対称となるよう変形制御による逆対称載荷を行った。載荷履歴は層間変形角 $R=5、10、20、30、40、50 \times 10^{-3}$ rad.の正負繰り返し載荷を2回ずつ行った後、正加力方向に単調漸増載荷加し最終に至った。図-5.2.2に載荷履歴を、図-5.2.3に載荷装置の全景を示す。

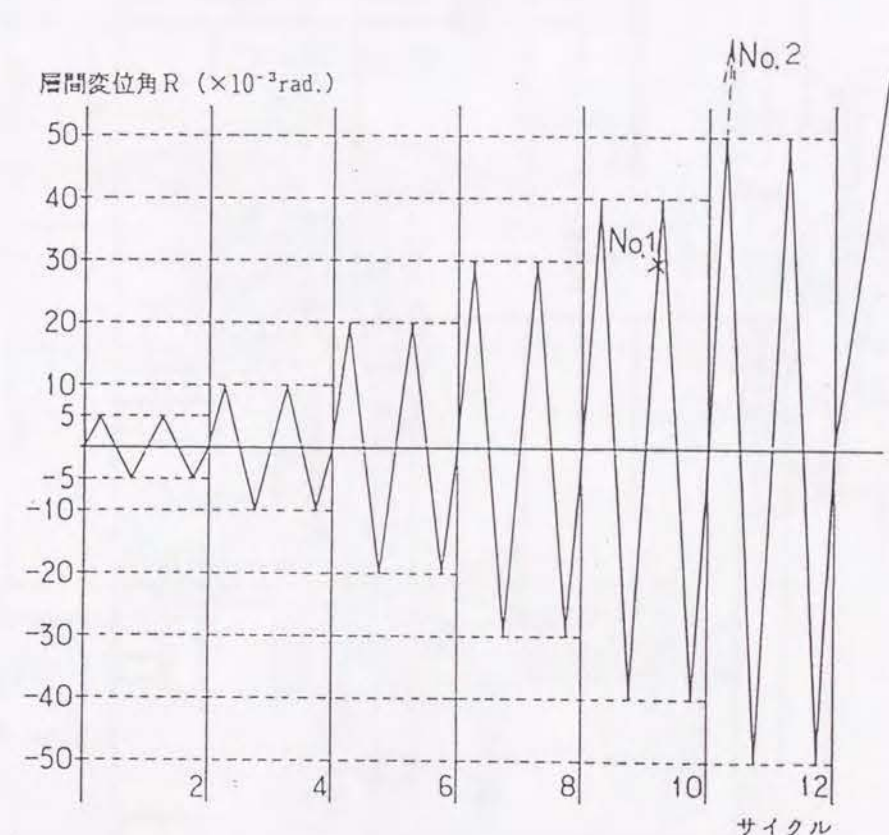


図-5. 2. 2 載荷履歴

-141-

3) 変形量の定義

変形量は図-5.2.5に示すように定義する。それぞれの変形は各変位計の値より以下のように算定する。

R : 層間変位角

$$R = (R_1 + R_2) / 2$$

$$R_1 = \delta_1 / (\ell / 2) - \Delta\alpha \quad \left(\begin{array}{l} \text{ここに,} \\ \delta_1 = -D_1, \quad \delta_2 = D_2 \\ \Delta\alpha = (D_3 + D_4 - D_5 - D_6) / 2h \end{array} \right)$$

$$R_2 = \delta_2 / (\ell / 2) - \Delta\alpha$$

θ : 柱端回転角

$$\theta = \left(\frac{-D_{11} + D_{13}}{B} + \frac{D_{12} - D_{14}}{B} \right) \cdot \frac{1}{2} - \Delta\alpha$$

ここに, $B = 290 \text{ mm}$

θ' : はり端回転角

$$\theta' = \left(\frac{D_7 - D_9}{D} + \frac{-D_8 + D_{10}}{D} \right) \cdot \frac{1}{2} - \Delta\alpha$$

ここに, $D = 450 \text{ mm}$

δ_s : はり主筋のぬけ出し量

$$\delta_{s1} = -D_{21} \quad \delta_{s2} = -D_{22}$$

$$\delta_{s3} = -D_{23} \quad \delta_{s4} = -D_{24}$$

R_s : はり主筋のぬけ出しによるはりの部材角

$$R_s = (R_{s1} + R_{s2}) / 2$$

$$\text{ここに, } R_{s1} = (\delta_{s1} - \delta_{s3}) / D'$$

$$R_{s2} = (\delta_{s4} - \delta_{s2}) / D'$$

$$D' = 380 \text{ mm}$$

R_c : はりの部材角

$$R_c = (R_{c1} + R_{c2}) / 2$$

$$R_{ci} = \frac{R_i - \theta}{\left(1 - \frac{B_c}{\ell} \right)} - \bar{\gamma}_p - R_{si}$$

ここに, $i = 1, 2$

$$\bar{\gamma}_p = \theta' - \theta, \quad B_c = 500 \text{ mm}, \quad \ell = 2700 \text{ mm}$$

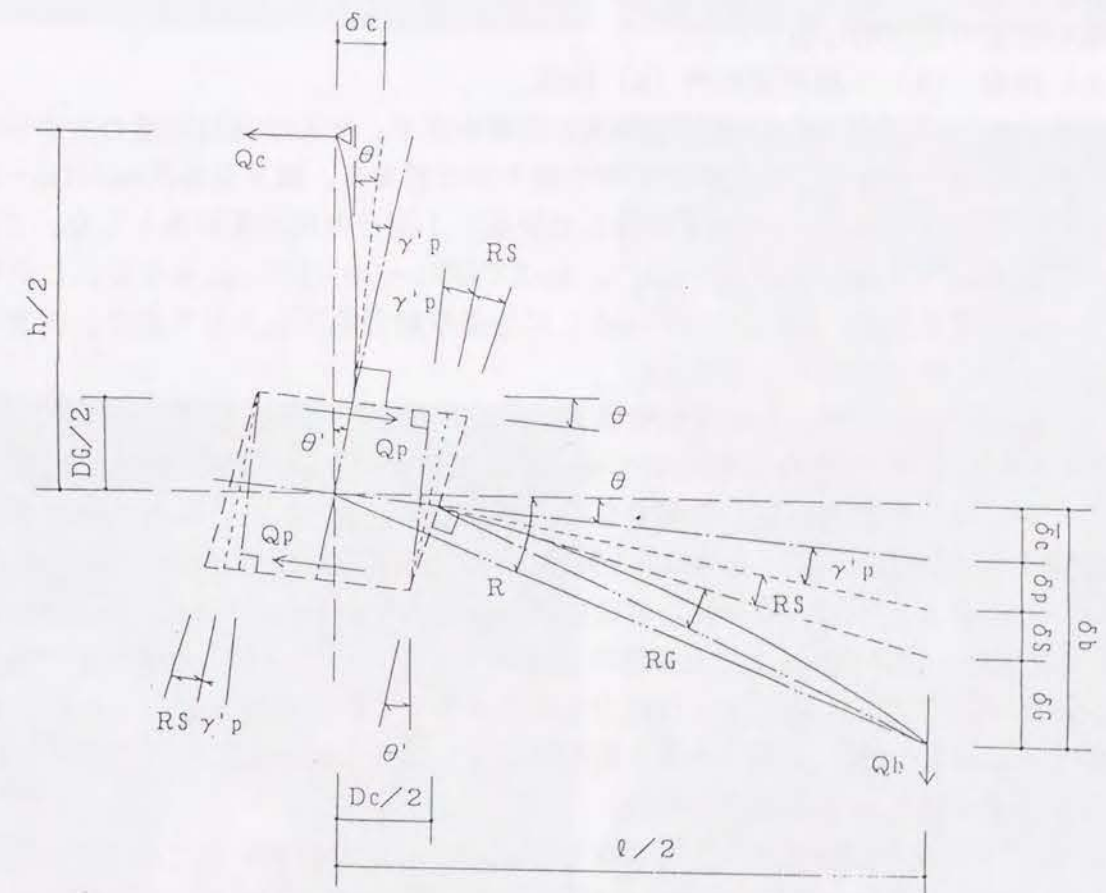
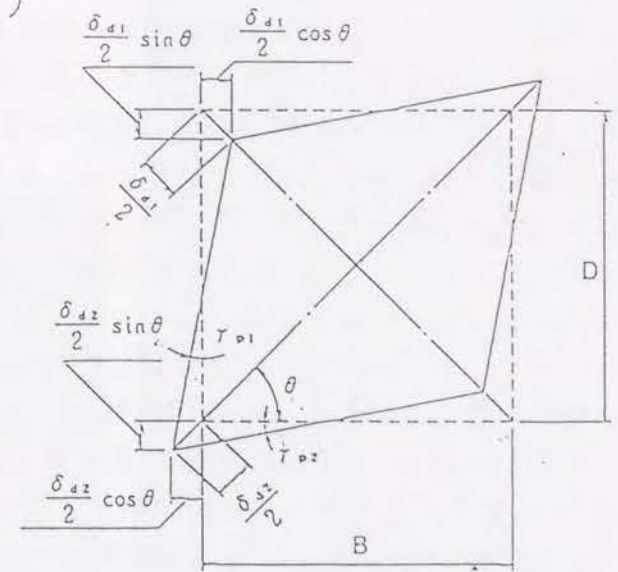
γ_p : 接合部パネルのせん断変形

$$\gamma_p = \frac{\sqrt{B^2 + D^2}}{BD} \cdot \left(\frac{D_{15} - D_{16}}{2} \right)$$

$$\therefore \gamma_p = \gamma_{p1} + \gamma_{p2}$$

$$\gamma_{p1} = \frac{B (\delta_{d1} + \delta_{d2})}{2D\sqrt{B^2 + D^2}}$$

$$\gamma_{p2} = \frac{D (\delta_{d1} + \delta_{d2})}{2B\sqrt{B^2 + D^2}}$$



はり, 柱および接合部パネルの変形

図-5.2.5 変形量の定義

5. 2. 5 実験結果

1) ひびわれおよび破壊性状

梁の曲げひび割れ、斜せん断ひびわれが生じた後、層間変形角 R が 3.8×10^{-3} rad. で接合部のせん断ひびわれが発生した。その後、梁主筋の降伏と梁端部コンクリートの圧壊が生じ、接合部せん断補強筋の歪度が $\epsilon = 2 \times 10^{-3}$ に達した。これは、試験体No.1では降伏歪に達していることを示している。さらに接合部のコンクリートが圧壊すると共に最大荷重に達した。その後の繰り返しにより接合部のコンクリートに損傷が集中し急激に耐力低下を生じた。 $R = 30 \times 10^{-3}$ rad. において接合部コンクリートの剥落と柱主筋の座屈が生じた。また接合部のコンクリートが柱主筋と共に面外方向に大きくはらみ出した。本試験体は直交梁を有しておらず、かつ接合部の補強筋も試験体No.1では外周補強筋のみであり、No.2では外力方向に中子筋があるが直交方向（面外方向）には配筋しておらず面外方向への拘束がすくなかったと言える。試験体No.1では $R = 40 \times 10^{-3}$ rad. の2回目のサイクルには所定変形角に達せず強度低下した。試験体No.2においても $R = 40 \times 10^{-3}$ rad. の耐力低下は大きく $R = 50 \times 10^{-3}$ rad. の繰り返しは行わなかった。いずれの試験体も同様の現象が生じたが高強度筋で補強した試験体No.2が $R = 20 \times 10^{-3}$ rad. 以降での繰り返しでの耐力低下は幾分少なかった。破壊モードは梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊（BJ）と言える。写真-5.2.1に最終状況を示す。表-5.2.1に実験結果の強度の代表的な値を示す。

2) 荷重（Qb）—層間変形角（R）関係

図-5.2.6に梁端荷重 Q_b —層間変形角 R 関係を示す。せん断補強筋量の大きいNo.2は最大耐力も若干大きく、耐力低下もやや緩やかと言える。限界変形角 R_u は Q_b — R 関係において最大荷重 Q_{max} の80%を維持した繰返し1回目の最大変形角とした。この定義では試験体No.1は $R_u = 20 \times 10^{-3}$ rad.、No.2では $R_u = 30 \times 10^{-3}$ rad.となる。しかし、いずれも最大荷重以降（ $R \geq 20 \times 10^{-3}$ rad.）に急激な耐力低下を生じており、両者の限界変形の差はわずかであると言える。

3) 接合部パネルのせん断変形性状

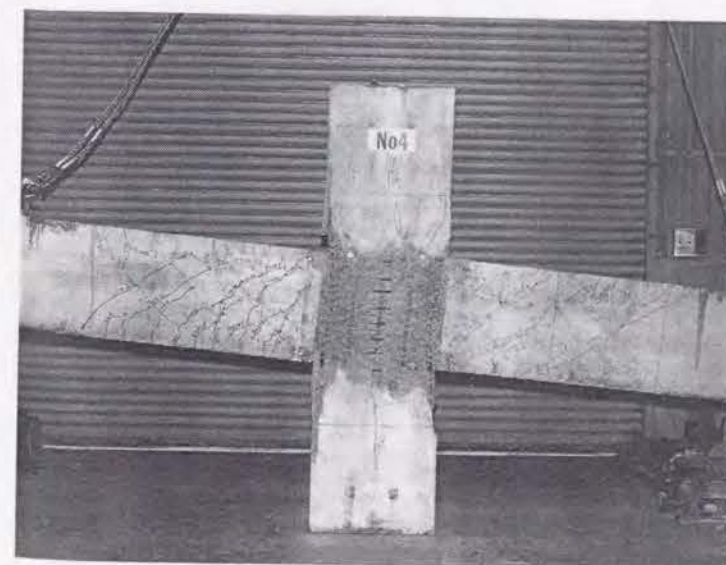
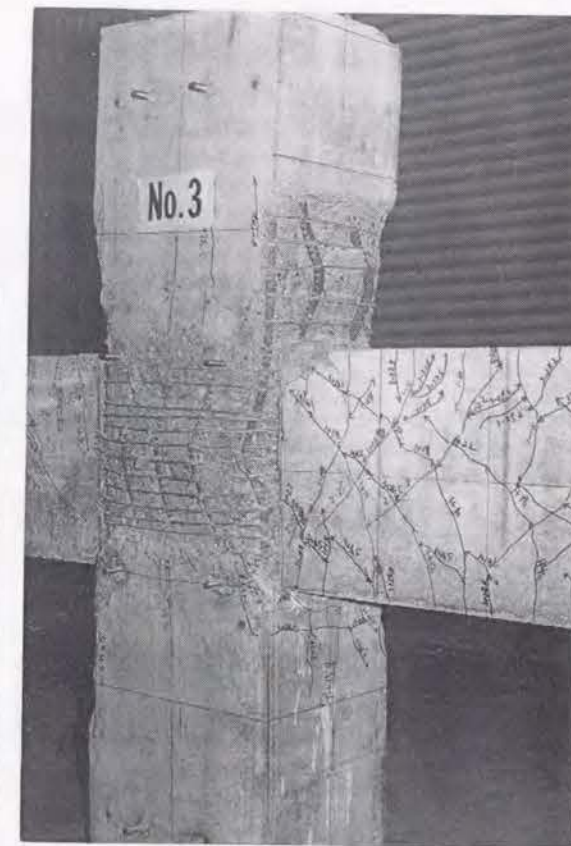
図-5.2.7に梁端荷重 Q_b と接合部のせん断変形角 γ_p 関係を示す。両試験体ともに最大荷重後は同一変形の繰返し載荷でも接合部の変形が増大していることがわかる。最大荷重までは補強量の多い試験体No.2がNo.1に比べせん断変形が60%と小さく、剛性が高いと言える。一方、限界変形時には試験体No.1が 8.51×10^{-3} rad.、No.2は 18.0×10^{-3} rad.と試験体No.2は約2倍までせん断変形量が大きくなっている。高強度筋で補強した接合部は初期のせん断剛性および耐力を維持するせん断変形能も高かったと言える。しかし、その差は大きくなく荷重—変形関係でも顕著な違いは現われなかった。

4) 接合部せん断補強筋の歪性状

図-5.2.8にせん断補強筋の歪度分布を示す。 $R = 10 \times 10^{-3}$ rad. までは両者に差はないが、最大荷重発生時の $R \geq 20 \times 10^{-3}$ rad. 以降、せん断補強の少ない試験体No.1は中央部の補強筋歪の進展が著しく、降伏歪 ϵ_y を超えた。高強度筋を用いた試験体No.2では歪の伸びもそれほどなく降伏歪 ϵ_y には達していない。



No. 1



No. 2

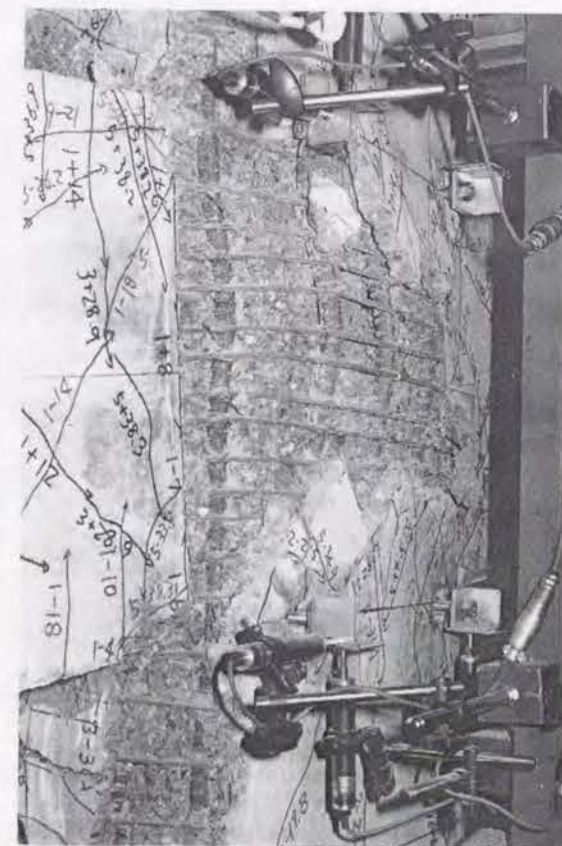


写真-5.2.1 最終状況

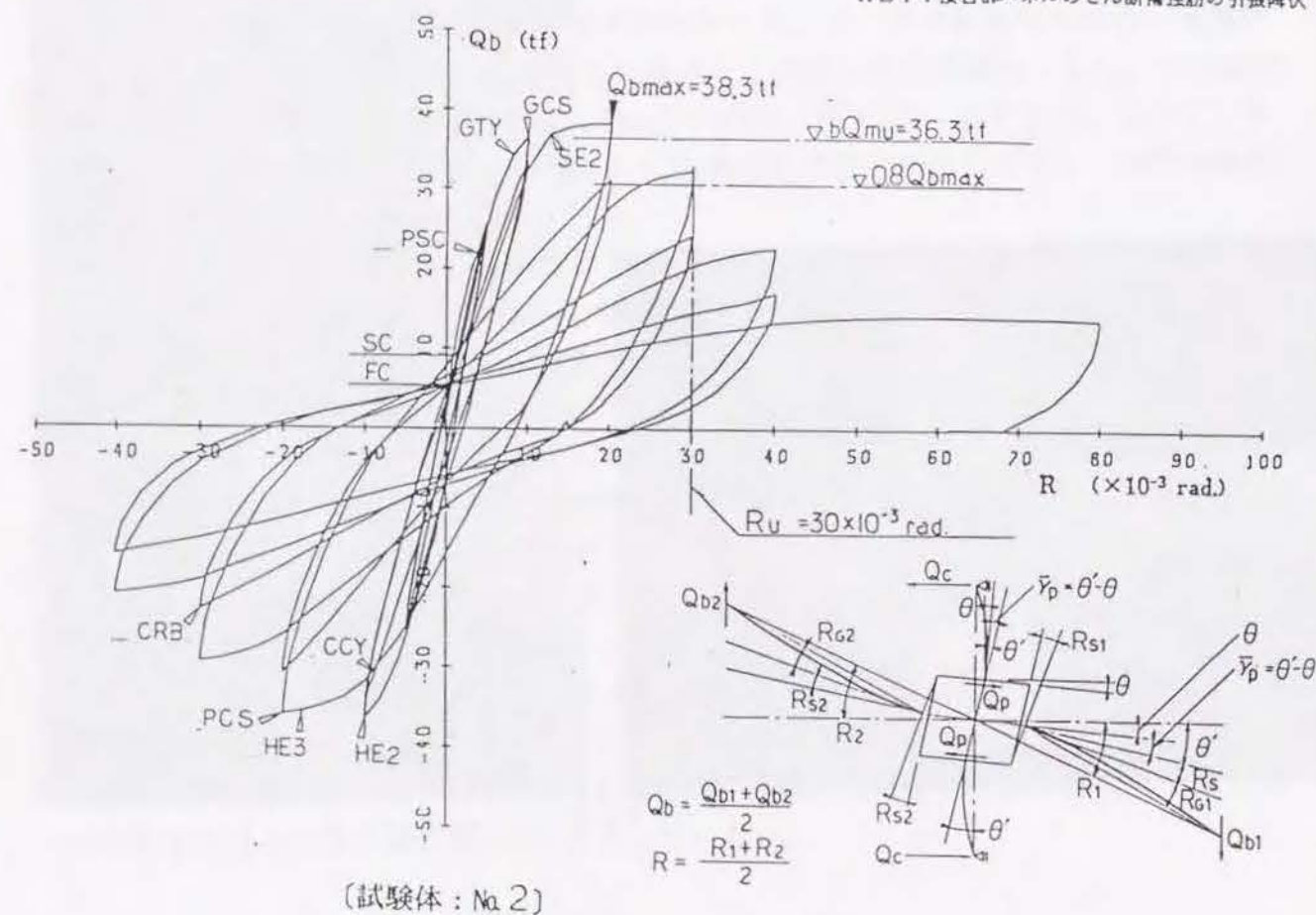
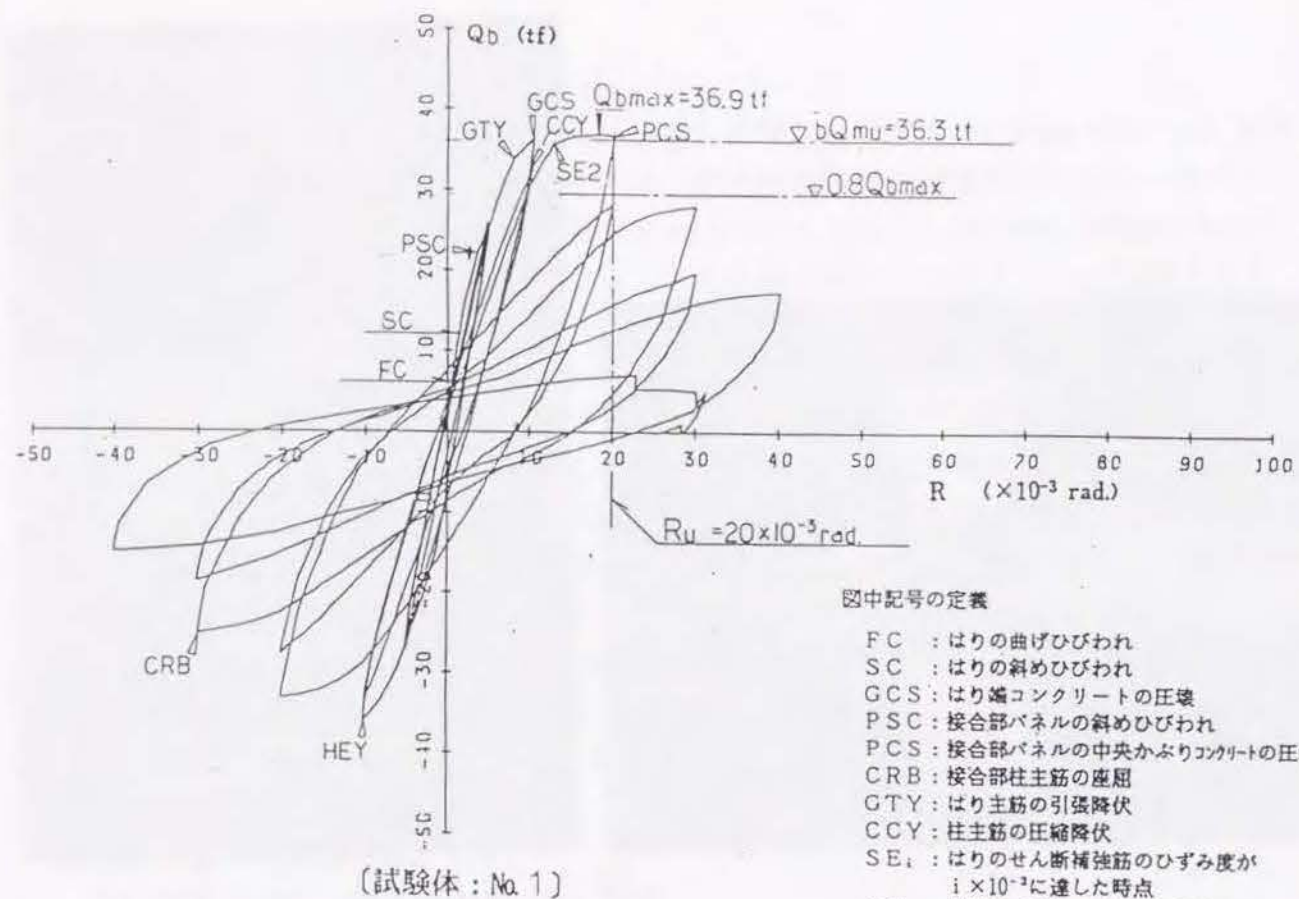


図-5.2.6 Qb-R関係

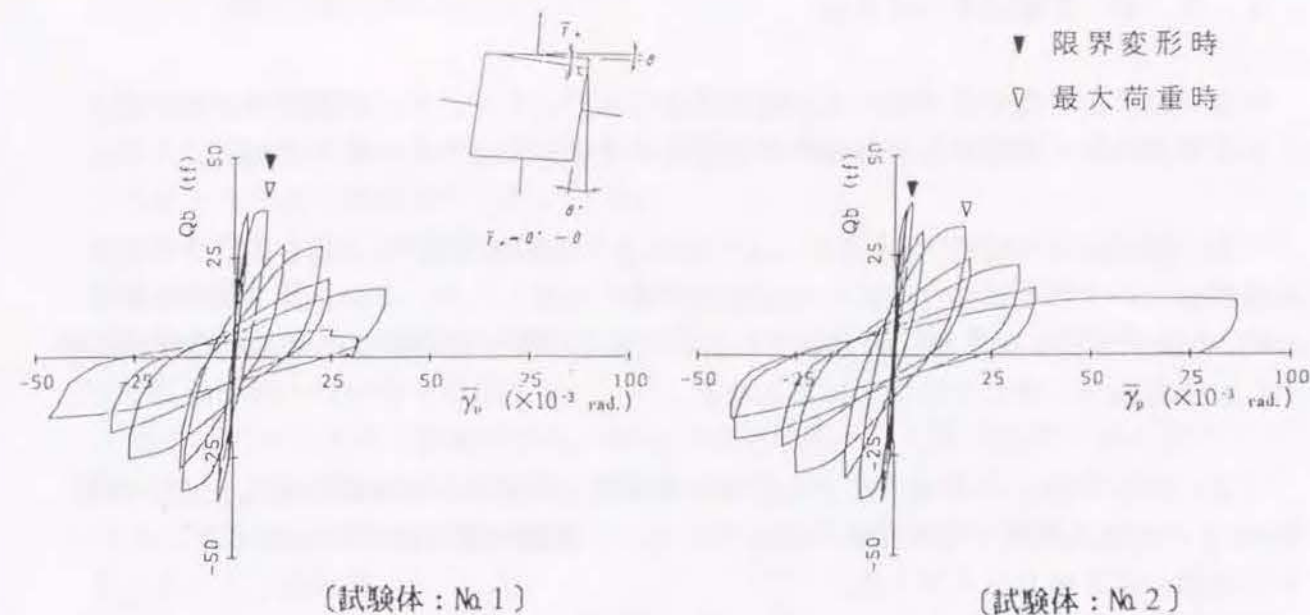


図-5.2.7 Qb-p関係

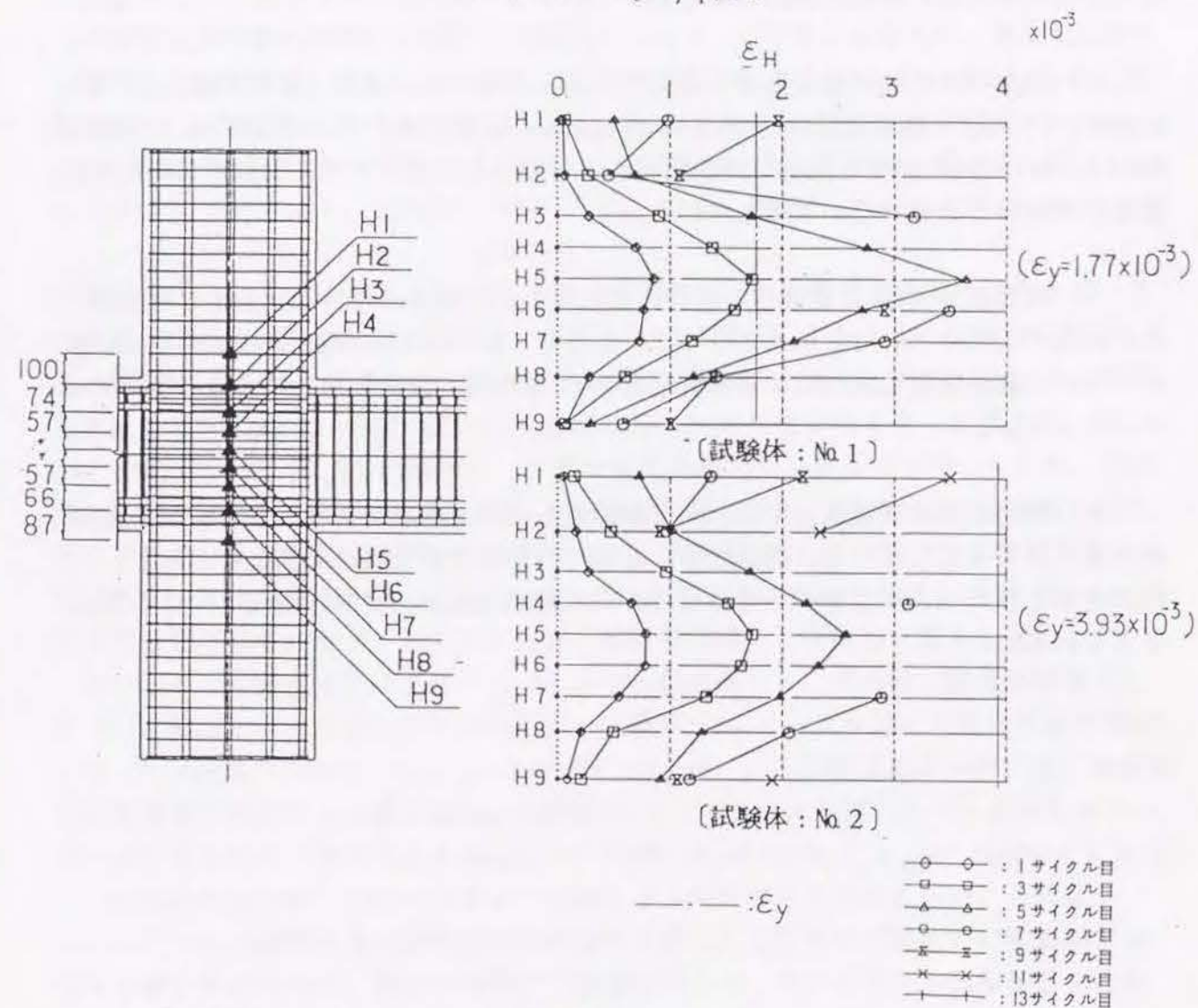


図-5.2.8 せん断補強筋の歪度分布

5. 2. 6 実験結果のまとめ

梁曲げ降伏先行型で接合部のせん断補強量のみ変化させ、せん断補強筋の変形能力におよぼす効果を確認する2体の十字型骨組の実験より以下の知見を得た。

(1) 接合部せん断力 τ_j を $0.24 \sigma_B$ として接合部補強筋量 $P_w \sigma_{wy}$ を変化させた両試験体は、いずれも梁曲げ降伏による最大荷重には達したが、それ以降($R=20 \times 10^{-3}$ rad.)の繰返しにより急激に耐力低下を生じ、梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊性状を示し、変形能力に優れた性状とは言えない。

(2) 試験体No.1の普通鉄筋せん断補強筋は最大荷重時に降伏歪に達したが、試験体No.2の高強度鉄筋では降伏には達していない。破壊は接合部の斜圧縮束コンクリートの圧壊により生じたと言える。

(3) 同一部材角の繰返しにおいても、最大荷重($R=20 \times 10^{-3}$ rad.)以降は接合部の変形は増加し、急激に耐力低下した。

(4) 梁曲げ降伏時の接合部せん断力を与えるためには上村式(参考文献17))では試験体No.2のせん断補強量 $P_w \sigma_{wy} = 66.08 \text{ kg/cm}^2$ が必要であるが、試験体No.1の補強量 $P_w \sigma_{wy} = 17.92 \text{ kg/cm}^2$ でも梁曲げ降伏荷重にまで達した。従ってせん断強度に対して補強筋はそれほど有効でないと考えられる。

(5) 限界変形角 R_u は補強筋の少ない試験体No.1では $R_u = 20 \times 10^{-3}$ rad.、補強筋の多いNo.2では $R_u = 30 \times 10^{-3}$ rad.となった。しかし、 $R = 30 \times 10^{-3}$ rad.での耐力差はわずかで、高強度筋の利用による補強筋量 $P_w \sigma_{wy}$ の増大が変形能力に大きく寄与するとはいえない。

(6) 最終状態の破壊状況では、両試験体とも接合部のコンクリートが、面外方向に大きくはらみ出していた。両試験体とも面外方向には補強筋は配筋しておらず、これから本実験のせん断力レベルでは面外方向の変形拘束が、変形性能向上には必要と考えられる。

5. 3 実験シリーズ(2)

5. 3. 1 目的

高層RC建物を対象として梁曲げ降伏先行型十字骨組の変形性能を定量的に検討するため以下の目的で接合部の実験を行う。

○接合部のせん断力レベルを、 $\tau_j / \sigma_B = 0.10 \sim 0.25$ に変化させた場合の変形性能への影響を確認する。

○接合部内の梁通し主筋の付着応力レベルを、 $\tau_f / \sqrt{\sigma_B} = 3.7 \sim 4.9$ に変化させた場合の変形性能への影響を確認する。

○梁に軸力を与え接合部を拘束した場合の変形性能への影響を確認する。軸力レベルは $N_b / (\sigma_B BD) = 0.0 \sim 0.14$ に変化させた。

5. 3. 2 試験体

試験体の形状を図-5.3.1に示す。試験体一覧を表-5.3.1に示す。試験体は梁曲げ降伏先行型となるように梁のせん断補強、柱の主筋、せん断補強は十分に行い、すべて同配筋とした。変化させたのは梁主筋、梁の軸力、接合部の補強筋量とした。

試験体は接合部内梁通し主筋の付着応力レベル τ_f の影響をみるため、梁主筋にD19を使用した試験体J11、J12シリーズと、D25を使用したJ31、J32シリーズからなる。梁主筋D19では付着応力レベルは $\tau_f / \sqrt{\sigma_B} = 3.7$ 、D25では $\tau_f / \sqrt{\sigma_B} = 4.9$ である。

試験体J11とJ12シリーズ間、J31とJ32シリーズ間ではそれぞれ接合部のせん断力レベル τ_j を変化させている。試験体J31では $\tau_j / \sigma_B = 0.17$ 、J32は $\tau_j / \sigma_B = 0.20 \sim 0.25$ 、J11は $\tau_j / \sigma_B = 0.10 \sim 0.20$ 、J12は $\tau_j / \sigma_B = 0.20$ とした。

試験体J11シリーズ以外は、梁主筋の量を減じていくに応じて梁軸力を増加させ、その結果、梁の曲げ降伏耐力、接合部せん断力をほぼ同一とするように梁断面を設計した。試験体J12シリーズではJ12Aが梁主筋8-D19、梁軸力比 $N_b / \sigma_B BD$ は0、J12Bは梁主筋を減じて7-D19とし、軸力比は $N_b / \sigma_B BD = 0.05$ 、J12Cは梁主筋をさらに減じて、6-D19、軸力比は $N_b / (\sigma_B BD) = 0.112$ とし、接合部せん断力レベルをほぼ等しくした。試験体J31、J32シリーズではそれぞれJ31A、J32Aが梁軸力なし、J31B、J32Bは梁軸力ありで、それぞれ $N_b / (\sigma_B BD) = 0.075$ 、 0.127 とした。試験体J11A、Cは軸力なしで梁主筋のみ変化させ、J11Bは最大の軸力比 $N_b / \sigma_B BD = 0.14$ を与えた。梁軸力はアンボンド32φPC鋼棒を梁断面の図心にセットして1端定着、他端緊張端として軸力を導入した。

接合部のせん断補強筋はシリーズ(1)の実験結果から、それほど顕著な影響をもたないと判断しせん断力レベルの最も高い試験体J32シリーズを除いてほぼ同量で補強した($P_w = 0.476 \sim 0.499\%$ 、 $P_w \sigma_{wy} = 43.4 \sim 45.5 \text{ kgf/cm}^2$)。この補強量は実施工上、接合部に配筋可能な最大に近い量である。試験体J32シリーズはせん断力レベルが最も高いシリーズであるため、補強筋量を他に比べて1.3倍($P_w = 0.655\%$ 、 $P_w \sigma_{wy} = 61.6 \text{ kgf/cm}^2$)とした。配筋の形状は図-5.3.1に示すように直交2方向共中子筋形式とした。これはシリーズ(1)の実験結果で接合部の面外方向はらみ出し変形が変形能力に悪影響を与えると考えられたため、直交方向の中子補強筋により、コンクリートの拘束力をたかめたものである。

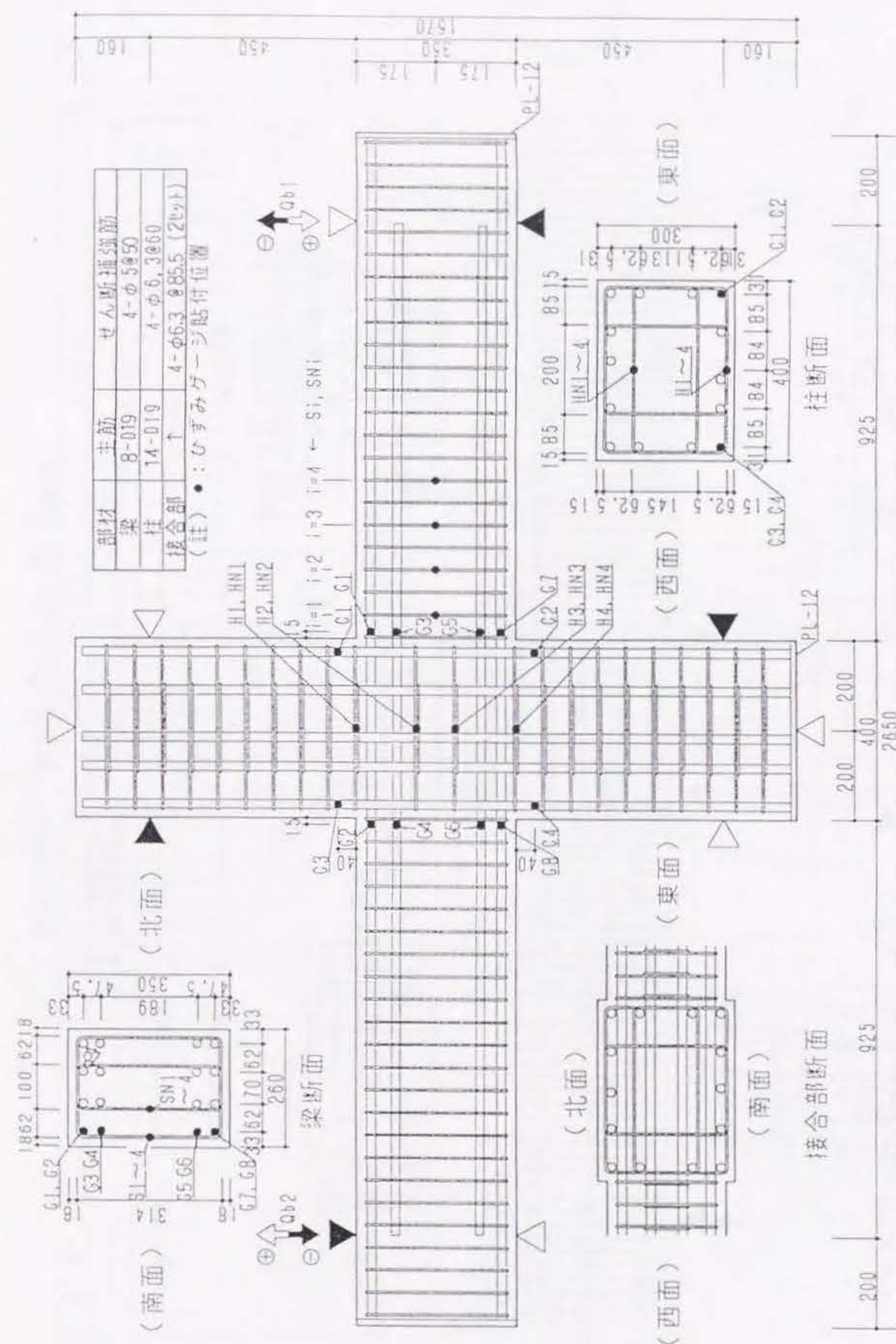
付着応力 τ_f は引張、圧縮両梁主筋共、降伏応力に達するとして、接合部内での平均付着応力とし、せん断応力 τ_j は梁両端がACI規準による終局曲げ耐力に達した時点での接合部せん断応力として以下のように定義する。

$$\sigma_y$$
: 梁主筋降伏強度 d_b : 梁主筋徑 D : 柱成

$$\tau_j = V_c / (B_s \times D)$$

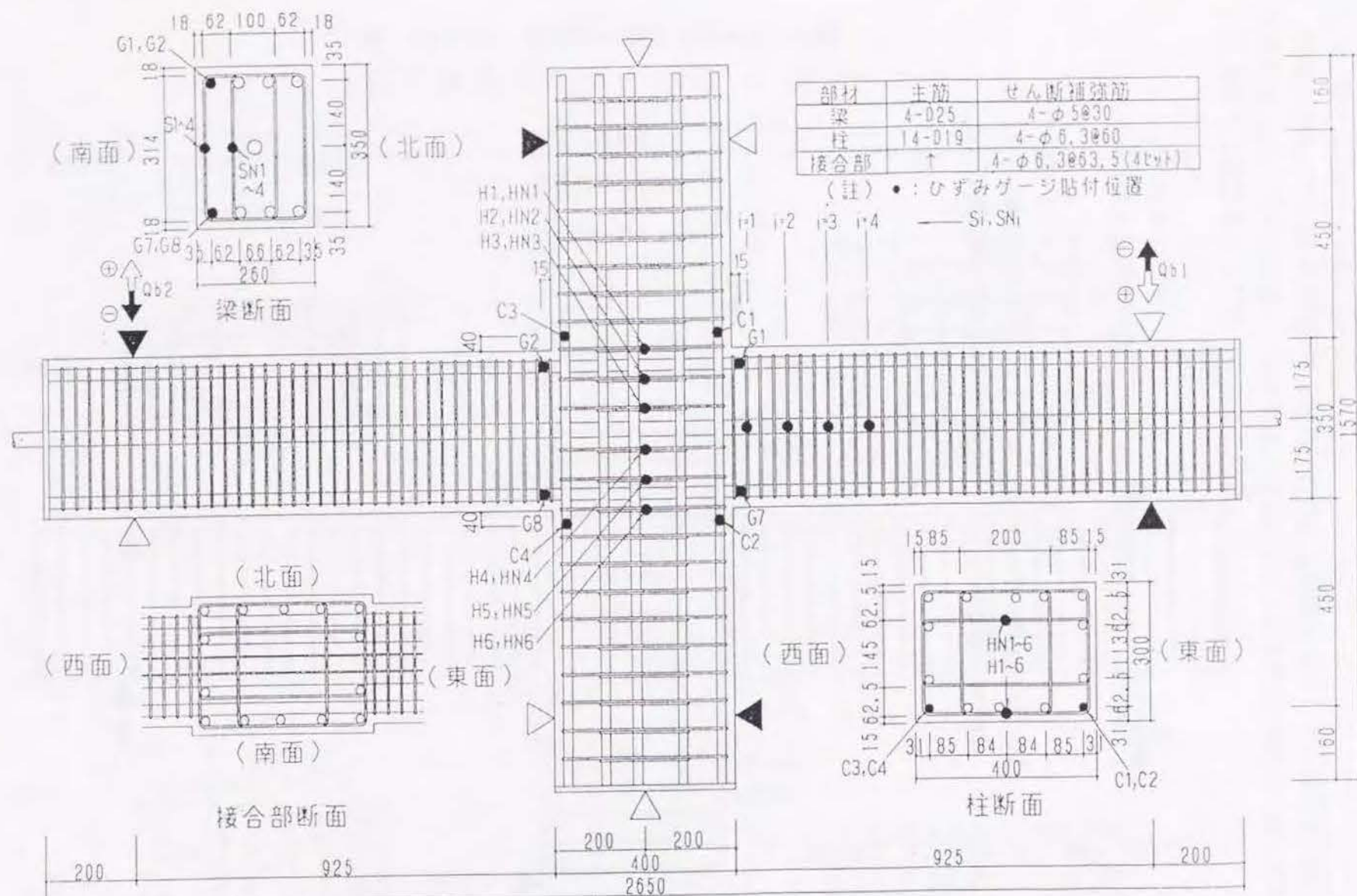
C: 梁の圧縮合力 T: 梁主筋の引張合力

V_c : 梁曲げ耐力時の柱せん断力 B_n : 柱有効幅(B_b+B_c)/2 D : 柱成



【試験体：J12A】（南面）

図-5.3.1(1) 試験体の形状寸法および配筋



【試験体：J32B】 (南面)

図-5.3.1(2) 試験体の形状寸法および配筋

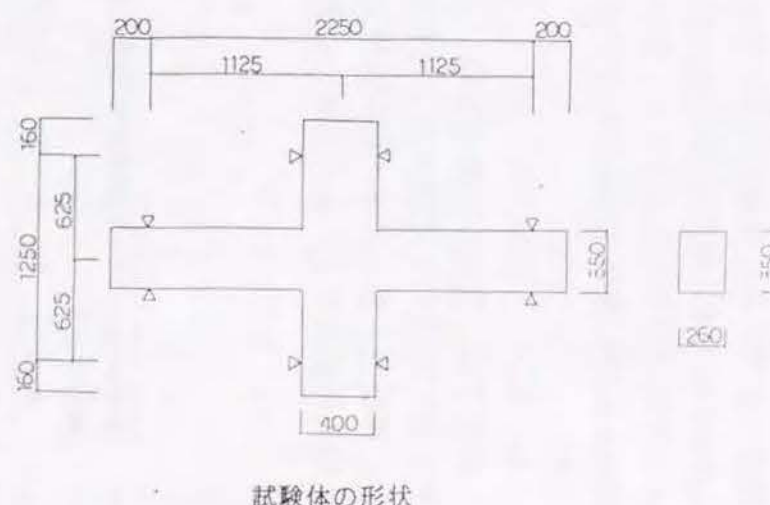
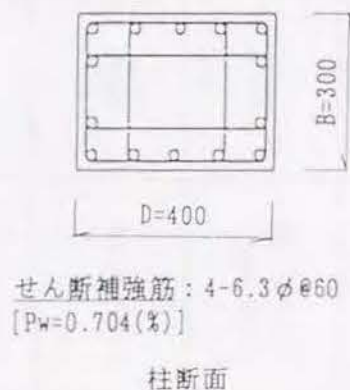
表-5.3.1 試験体の概要

| 試 験 体 名 | | J 1 1 A | J 1 1 B | J 1 1 C | J 1 2 A | J 1 2 B | J 1 2 C | J 3 1 A | J 3 1 B | J 3 2 A | J 3 2 B | |
|--|----------------------|----------------------------|------------------|------------------|-----------------------|------------------|-----------------------|------------------|-----------------------|------------------|-----------------------|--|
| 配筋 | は り 断 面 | | | | | | | | | | | |
| | 引張鉄筋 [pt(%)] | 6-D19 [2.195] | 5-D19 [1.792] | 4-D19 [1.390] | 8-D19 [3.006] | 7-D19 [2.600] | 6-D19 [2.195] | 4-D25 [2.475] | 3-D25 [1.856] | 5-D15 [3.221] | 4-D25 [2.475] | |
| | せん断補強筋 [pw(%)] | 4-5φ50 [0.615] | | | | | | | | | 4-5φ30 [1.026] | |
| | 接合部せん断補強筋 [pw(%)] | 4-6.3φ85.5 2セット [0.494] | | | φ88.7 3セット [0.476] | | φ85.5 2セット [0.494] | | φ84.7 3セット [0.499] | | φ64.5 2セット [0.655] | |
| コンクリート強度 σ_n (kgf/cm ²) | | 587 | | | 577 | | 587 | | 563 | | | |
| 柱 軸 力 N_c (tf) [N_c/σ_nBD] | | 171.0 [0.243] | | | 171.0 [0.247] | | 171.0 [0.243] | | 166.5 [0.246] | | | |
| は り 軸 力 N_b (tf) [N_b/σ_nBD] | | 0 [0] | 75.0 [0.140] | 0 [0] | 0 [0] | 26.0 [0.050] | 60.0 [0.112] | 0 [0] | 38.5 [0.075] | 0 [0] | 65.0 [0.127] | |

註) 1) 試験体J11B, J12B, J12C, J31B, J32Bは、はり断面中央部にP C鋼棒(32mm, C種1号[SBPR:110/125])を配し、これにはりのプレストレス力を加えた。

2) 鉄筋の降伏強度: 主筋 - 3780kgf/cm²(D19), 3700kgf/cm²(D25)
せん断補強筋 - 8560kgf/cm²(φ5), 9110kgf/cm²(φ6.3)

3) 柱の配筋, および試験体の形状を下图に示す(全試験体共通)。



5. 3. 3 使用材料

使用材料調合を表-5.3.2に示す。コンクリートは同一バッチで打設した。試験材令の違いにより圧縮強度 σ_B は563~587kgf/cm²となった。せん断補強筋は高強度せん断補強筋の溶接による閉鎖形形状を使用した。柱、接合部の補強筋は6.3mm ϕ $\sigma_y=9,110$ kgf/cm² 梁のせん断補強筋は5mm ϕ 、 $\sigma_y=8,560$ kgf/cm²である。降伏点は0.2%オフセット法で定めた強度である。D19、D25の主筋は異形鉄筋SD345である。梁の軸力は32mm ϕ のPC鋼棒 SBPR110/125を38mm ϕ のシースに入れ打設し弾性域で緊張して使用した。

5. 3. 4 実験方法

載荷方法、測定方法共に実験シリーズ(1)に同じである。梁軸力の導入には、梁中央部を貫通するPC鋼材の1端を載荷端、他端を定着端としてプレストレスを導入した。実験中も導入力は一定に保持できるように油圧ポンプの調整を行った。図-5.3.2に載荷装置全景とともに梁軸力の導入装置を示す。

表-5. 3. 2 使用材料調合

コンクリートの調合

| 粗骨材の 最大寸法 mm | 水セメント比 % | 細骨材率 % | 単位水量 ka/m ³ | セメント量 ka/m ³ | 細骨材 ka/m ³ | 粗骨材 ka/m ³ | 混和剤 ka/m ³ | スランプ cm | 空気量 % |
|--------------------|-------------|-----------|---------------------------|----------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------|----------|
| 10 | 48.0 | 55.7 | 186 | 387 | 937 | 757 | 5.411 | 21.5 | 3.5 |

コンクリートの力学特性

| 試験体 | 圧縮強度 kaf/cm ² | 弾性係数 $\times 10^5$ kaf/cm ² |
|------------------------|-----------------------------|---|
| J31A.J31B J32A.J32B | 563 | 2.95 |
| J12A.J12B | 577 | 3.07 |
| J12C.J11A J11B.J11C | 587 | 3.20 |

鋼材の力学的性質

| 種別 | 呼び名 | 降伏強度 kaf/cm ² | 引張強度 kaf/cm ² | 伸び % |
|--------|------------|-----------------------------|-----------------------------|---------|
| せん断補強筋 | $\phi 6.3$ | 9.110 | 10.040 | 13.1 |
| | $\phi 5$ | 8.560 | 9.400 | 14.0 |
| 主筋 | D19 | 3.780 | 5.940 | 22.3 |
| | D25 | 3.700 | 5.900 | 25.4 |

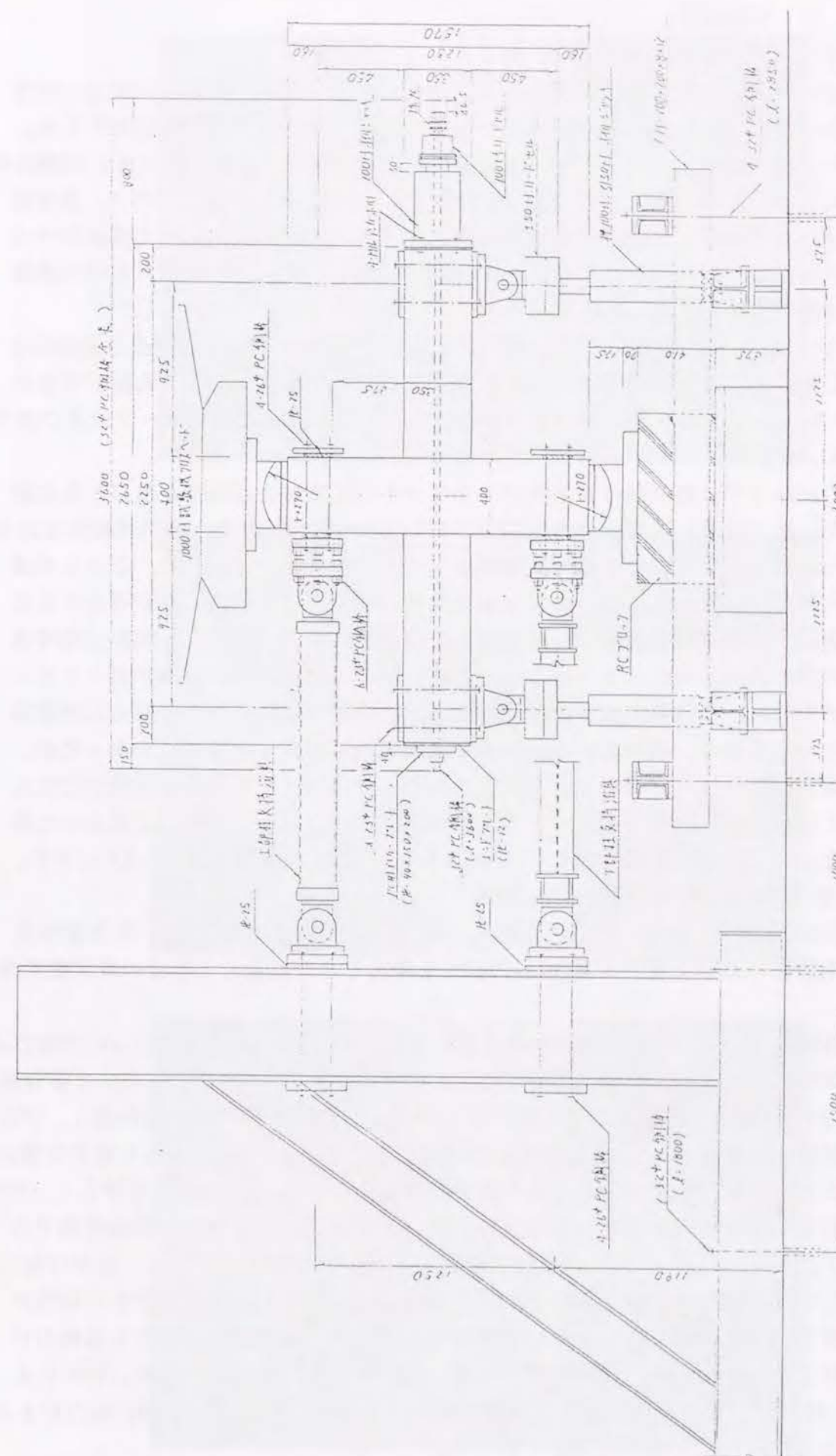


図-5.3.2 載荷装置および梁軸力導入装置

5. 3. 5 実験結果

1) ひびわれおよび破壊性状

各試験体共、梁材端部の曲げひびわれおよびせん断ひびわれ発生後、試験体J11Cを除く各試験体は接合部のせん断ひびわれが発生した後、梁主筋の引張降伏が生じた。引張降伏時の層間変形角 R は $R=4.2\sim 8.3\times 10^{-3}\text{rad.}$ であったが、梁軸力の大きい試験体の方がやや大きくなる傾向があった。引張鉄筋量が最も少ない試験体J11Cでは、接合部せん断ひびわれに先行して梁主筋の引張降伏が生じた。試験体J11Bを除く試験体では梁主筋引張降伏後材端部コンクリートの圧壊が生じたが、梁軸力が最も大きい試験体J11Bは引張降伏に先行して $R=5.1\times 10^{-3}\text{rad.}$ でコンクリートの圧壊が発生した。

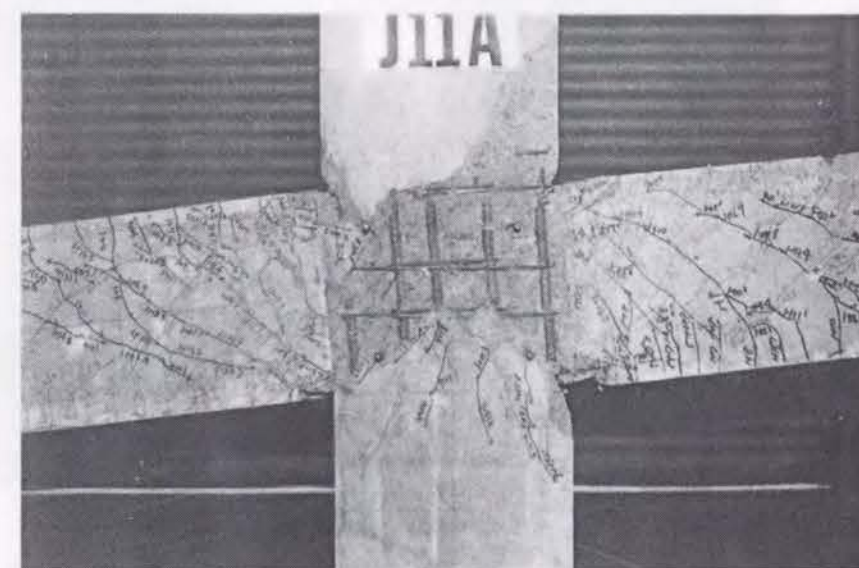
試験体J11Cは $R=40\times 10^{-3}\text{rad.}$ にて最大荷重に達し、 $R=50\times 10^{-3}\text{rad.}$ の繰返し载荷にともない著しく耐力低下し、限界変形に達した。この時点でも接合部のせん断ひびわれ開口幅は0.5mm程度とあまり進展していないため、この試験体の破壊モードは梁の曲げ破壊型(B)と言える。

その他の試験体では接合部のかぶりコンクリートの圧壊および剥落が生じて最大荷重に達した。最大荷重時層間変形角 R はJ11Cに次いで梁曲げ耐力の小さい試験体J11Aでは $30\times 10^{-3}\text{rad.}$ であったが、その他の試験体はすべて $20\times 10^{-3}\text{rad.}$ であった。これらの試験体は最大荷重後における繰返しに伴い接合部せん断ひびわれの開口幅が増加するとともに接合部せん断補強筋が降伏し耐力低下し限界変形に達した。また限界変形時あるいはその後の繰返し载荷により接合部内の柱主筋の局部座屈およびコアコンクリートの圧壊が生じた。これらの試験体の破壊モードは梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型(BJ)と考えられる。梁軸力の違いによる破壊モードの差は明確ではなかったが、梁軸力のある試験体は中立軸の位置が変化することによりひびわれ発生状況が変化した点、および接合部コアコンクリートの圧壊域が中央部に集中する傾向が見られた点が多かった。各試験体の最終状況を写真-5.3.1に、実験結果一覧を表-5.3.3に示す。

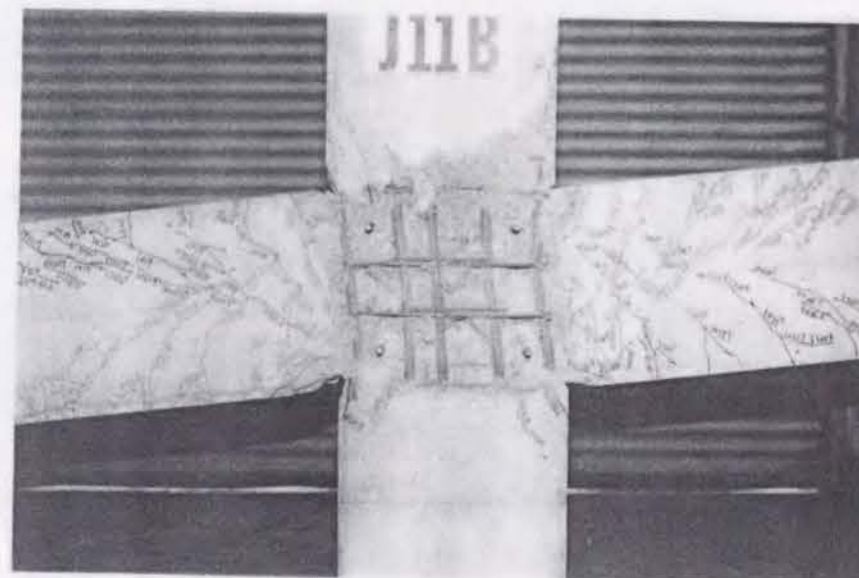
2) 荷重(Q_b)—層間変形角(R)関係

各試験体の梁端荷重(Q_b)—層間変形角(R)関係を図-5.3.3に示す。限界変形角 R_u は Q_b — R 関係において最大荷重 Q_{\max} の80%を維持できた繰返し1回目の最大変形角とした。

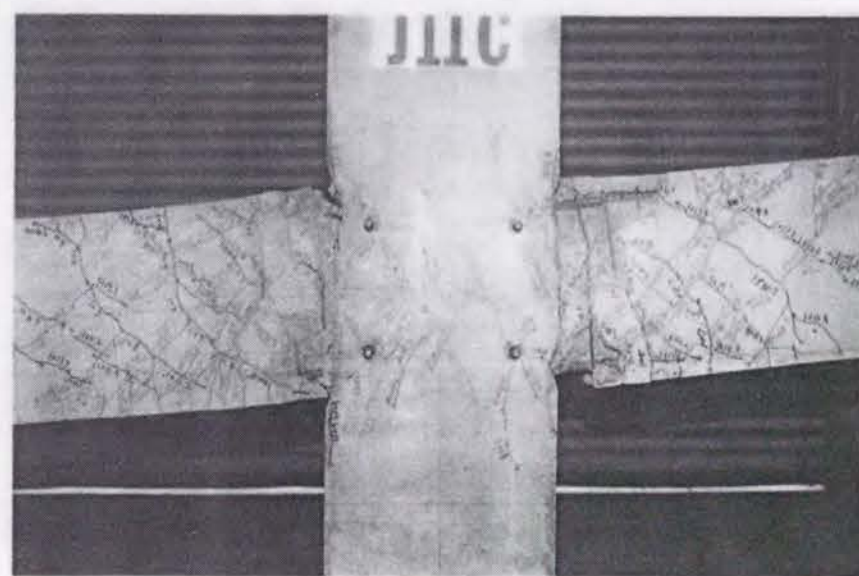
各試験体間の Q_b — R 関係包絡線の比較を図-5.3.4、5.3.5に示す。図-5.3.4は梁軸力のない試験体間の比較を示す。梁主筋径がD19シリーズ、D25シリーズそれぞれで接合部せん断応力 τ_j が異なる試験体間の比較、および τ_j がほぼ近い値で鉄筋径が違う、すなわち接合部梁通し筋付着力 τ_f が異なる場合の比較を示す。 τ_j が高くなると最大荷重が増大するとともに耐力低下が激しくなり限界変形が小さくなる。 τ_j がほぼ等しく τ_f が異なる比較では明瞭な違いは認められない。図-5.3.5は梁軸力の異なる試験体間での比較を示す。(A)、(B)、(C)は梁軸力が異なるが、梁主筋径が等しく、梁曲げ耐力がほぼ等しい試験体間の比較を示す。梁軸力の高い試験体ほど最大荷重までの剛性が大きい耐力低下の勾配も幾分大きいといえる。従って、梁主筋量を落とし梁軸力により曲げ耐力を与えても同一の耐力であれば、 Q_b — R 関係包絡線はほぼ等しいといえる。(D)は同一の梁主筋で梁軸力の有無について比較したものであるが、軸力により耐力は増加したが、耐力低下は大きくなった。



試験体: J11A

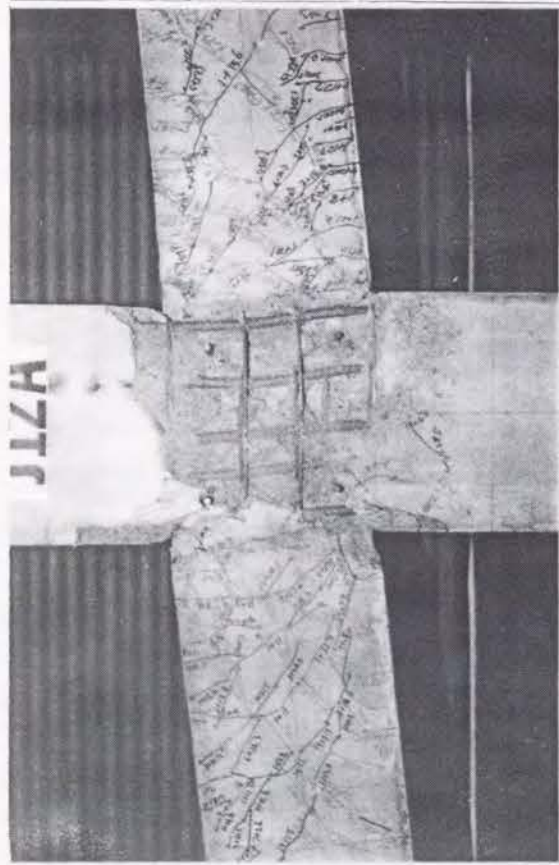


試験体: J11B

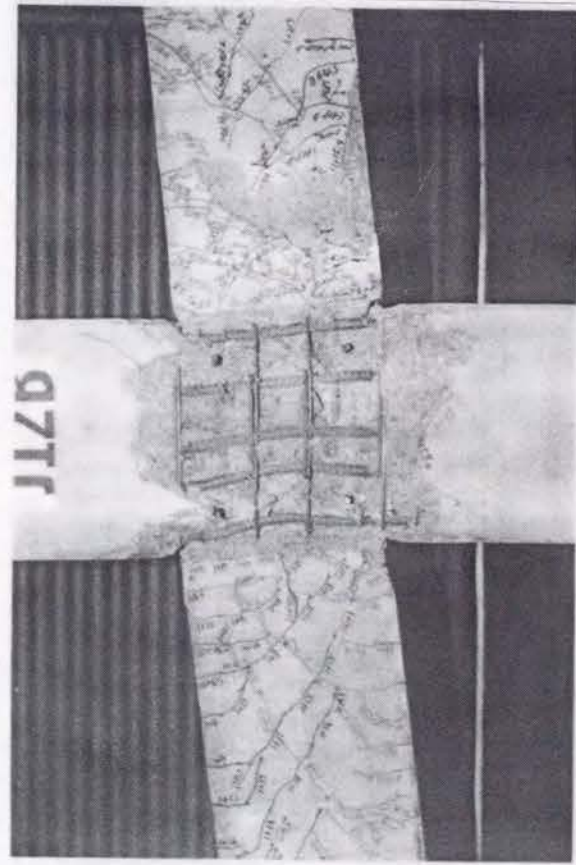


試験体: J11C

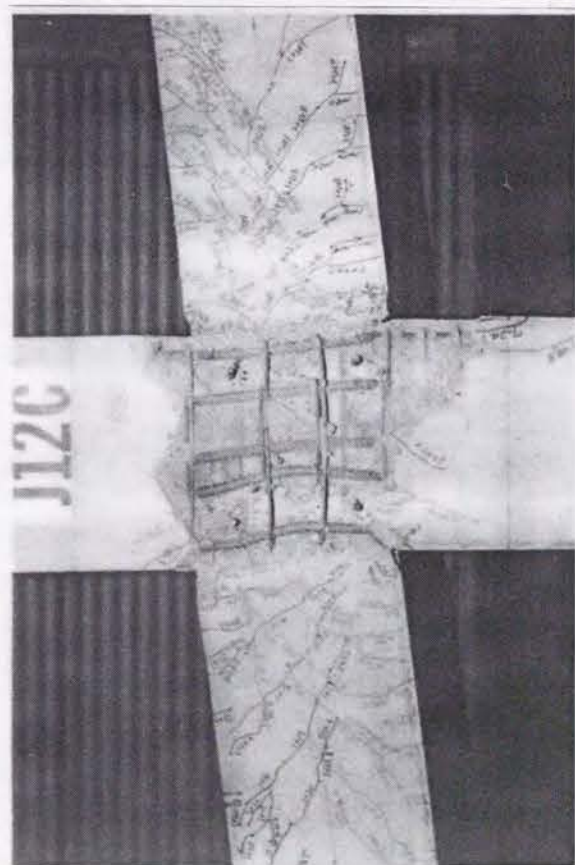
写真-5.3.1(1) 最終状況



試験体：J12A

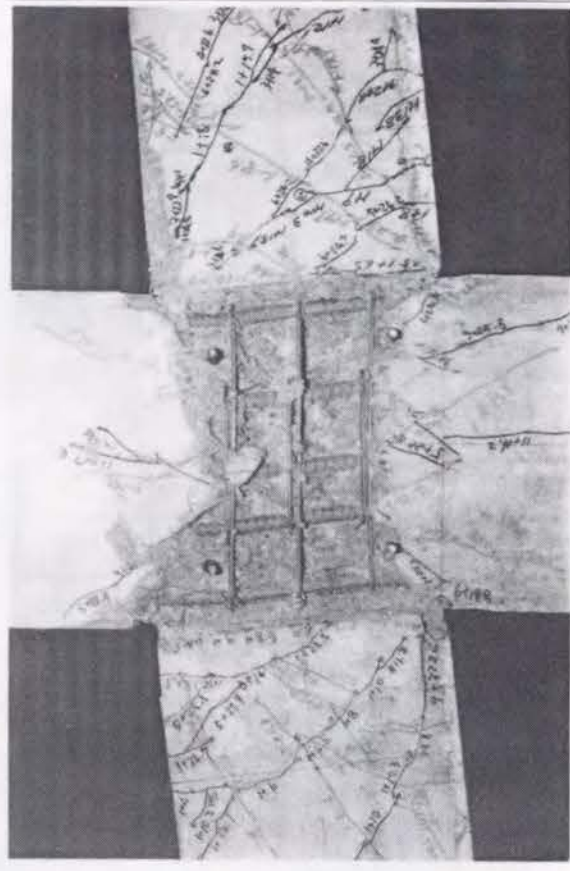


試験体：J12B

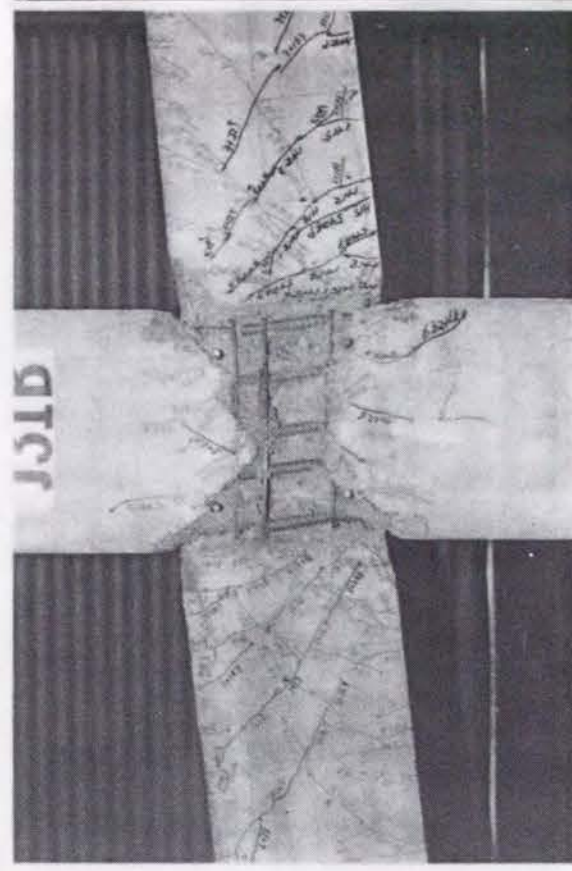


試験体：J12C

写真-5.3.1(2) 最終状況



試験体：J31A



試験体：J31B

写真-5.3.1(3) 最終状況

写真-5.3.1(4) 最終状況

試験体: J32B



試験体: J32A



表-5.3.3 試験体強度計算値および実験値

| 試験体名 | 計 算 値 | | | | 実 験 値 | | | | | | |
|------|----------|----------|-------------------|--------------------------|-----------|----------|-----------|------------------------|-----------------------------------|-------|-------|
| | Vjb (tf) | Vju (tf) | τ_j/σ_B | $\tau_f/\sqrt{\sigma_B}$ | Qbmax(tf) | Vjc (tf) | Vjmax(tf) | τ_{jmax}/σ_B | $R_u(\times 10^{-3} \text{rad.})$ | heq | 破壊モード |
| J11A | 93.6 | 146.1 | 0.142 | 3.71 | 24.0 | 69.3 | 109.9 | 0.167 | 40 | 0.163 | BJ |
| J11B | 133.8 | 146.1 | 0.204 | 3.71 | 29.7 | 99.0 | 147.1 | 0.224 | 30 | 0.149 | BJ |
| J11C | 61.5 | 146.1 | 0.094 | 3.71 | 19.1 | 58.5 | 83.4 | 0.127 | 50 | 0.204 | B |
| J12A | 127.6 | 144.8 | 0.197 | 3.74 | 28.5 | 87.7 | 141.8 | 0.219 | 30 | 0.147 | BJ |
| J12B | 130.5 | 144.8 | 0.202 | 3.74 | 28.8 | 87.8 | 145.9 | 0.225 | 30 | 0.145 | BJ |
| J12C | 139.6 | 146.1 | 0.212 | 3.71 | 29.9 | 92.0 | 151.8 | 0.231 | 30 | 0.146 | BJ |
| J31A | 107.7 | 142.9 | 0.171 | 4.87 | 26.2 | 75.5 | 120.0 | 0.196 | 40 | 0.134 | BJ |
| J31B | 108.6 | 142.9 | 0.172 | 4.87 | 24.9 | 72.6 | 115.1 | 0.183 | 40 | 0.151 | BJ |
| J32A | 135.6 | 142.9 | 0.215 | 4.87 | 29.1 | 79.6 | 136.5 | 0.216 | 30 | 0.140 | BJ |
| J32B | 155.4 | 142.9 | 0.246 | 4.87 | 31.5 | 96.1 | 148.5 | 0.235 | 30 | 0.139 | BJ |

Vjb : 梁曲げ耐力時接合部せん断力

Vju : 接合部せん断強度 文献 17)

$$Vju = K \cdot \phi \cdot F \cdot ba \cdot Dc = 3 \cdot 1.0 \cdot (0.04\sigma_s + 20)ba \cdot Dc$$

τ_j : $Vjb/(ba \cdot Dc)$ $ba = (b_b + b_c)/2$

τ_f : 付着指標 文献 18)

Qbmax : 梁最大せん断力

Vjc : 接合部せん断ひびわれ時せん断力

Vjmax : 最大せん断力時接合部せん断力

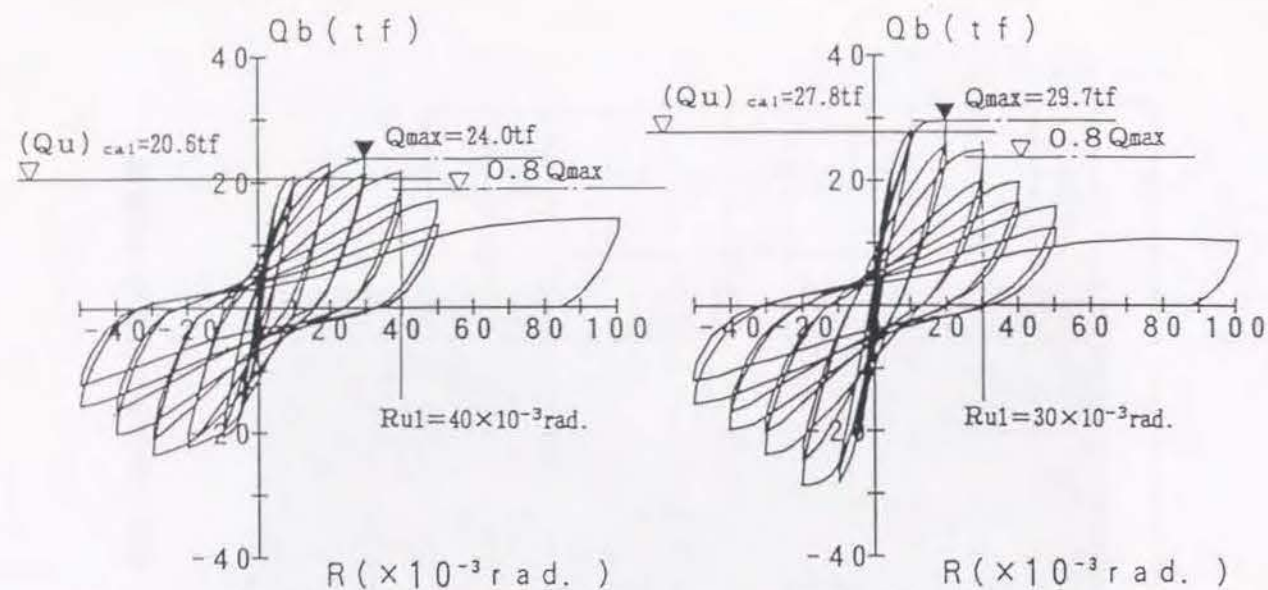
τ_{jmax} : $Vjmax/(ba \cdot Dc)$

σ_s : コンクリート圧縮強度

R_u : 限界変形角 rad.

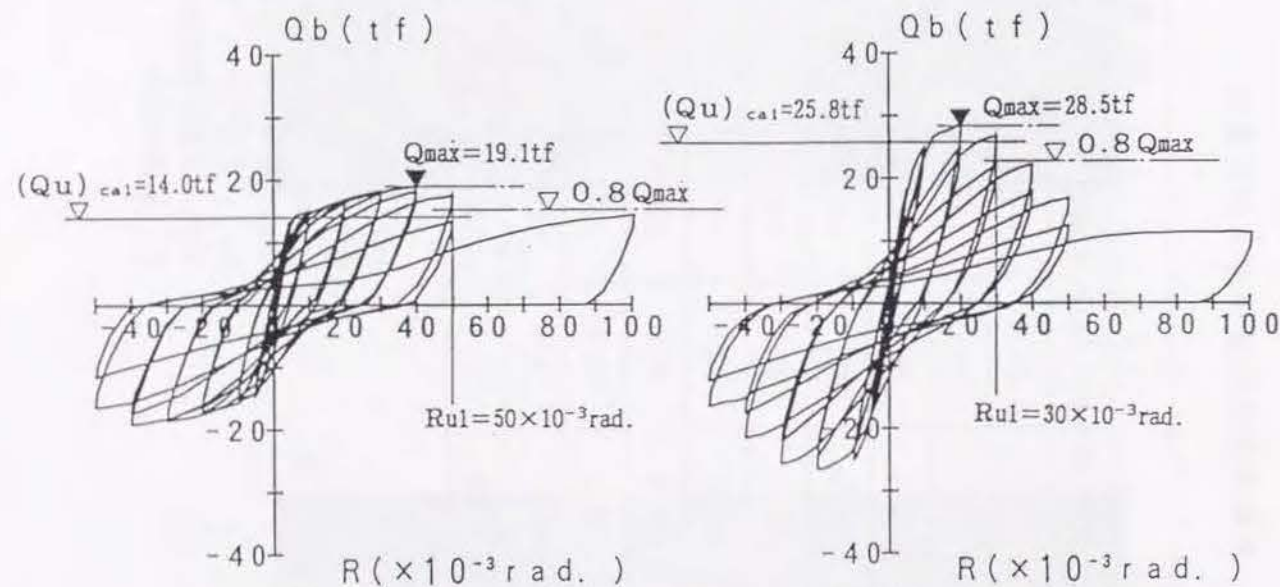
heq : 等価粘性減衰定数

B : 梁曲げ降伏 BJ : 梁曲げ降伏後接合部せん断破壊



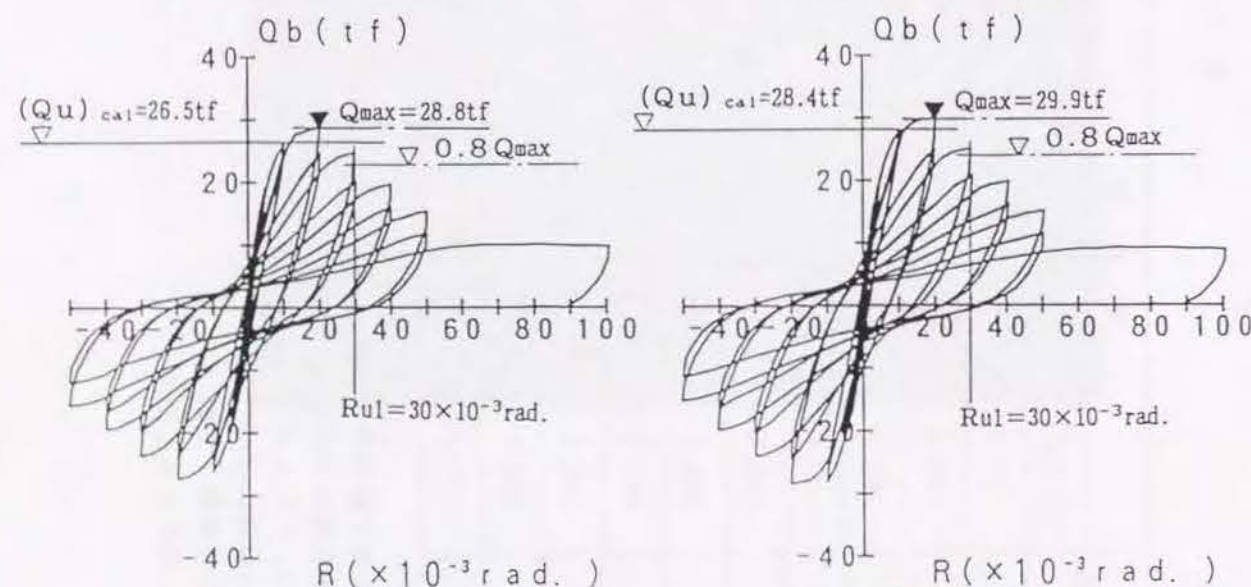
[試験体: J11A]

[試験体: J11B]



[試験体: J11C]

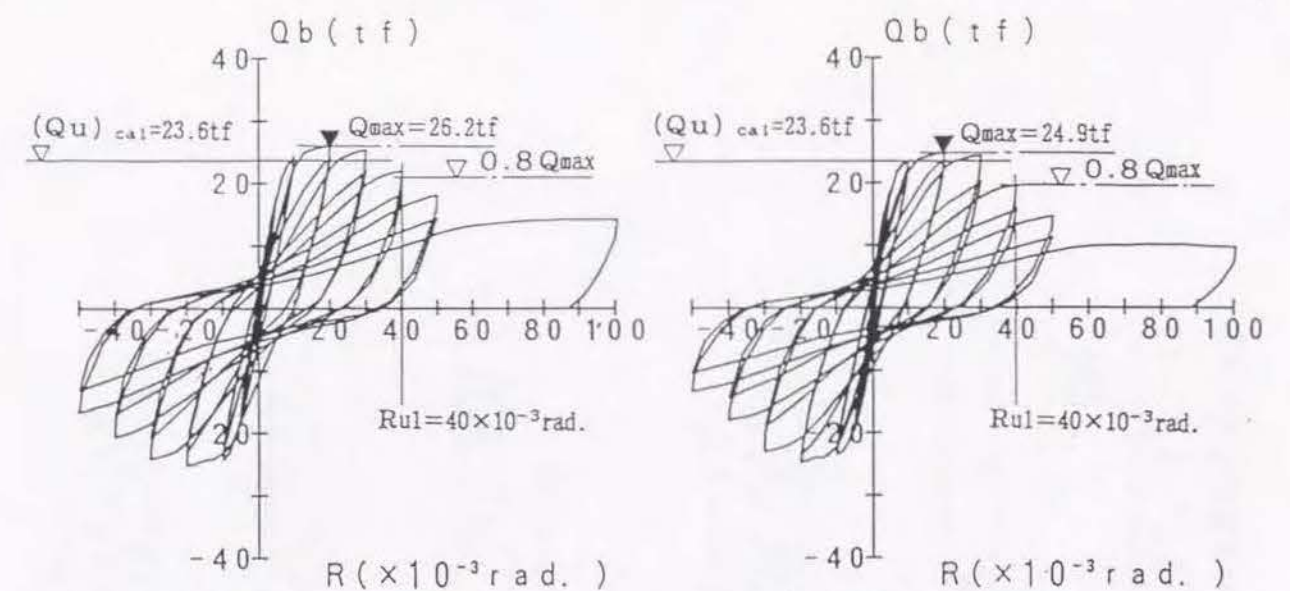
[試験体: J12A]



[試験体: J12B]

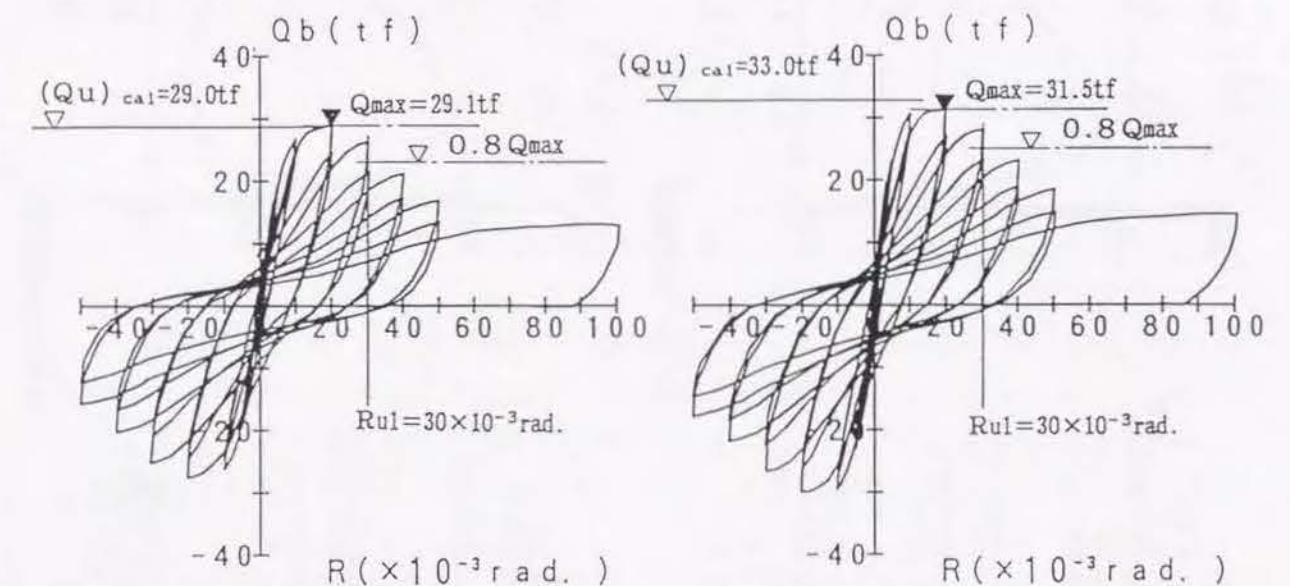
[試験体: J12C]

図-5.3.3(1) 荷重(Q_b)-部材角(R)関係



[試験体: J31A]

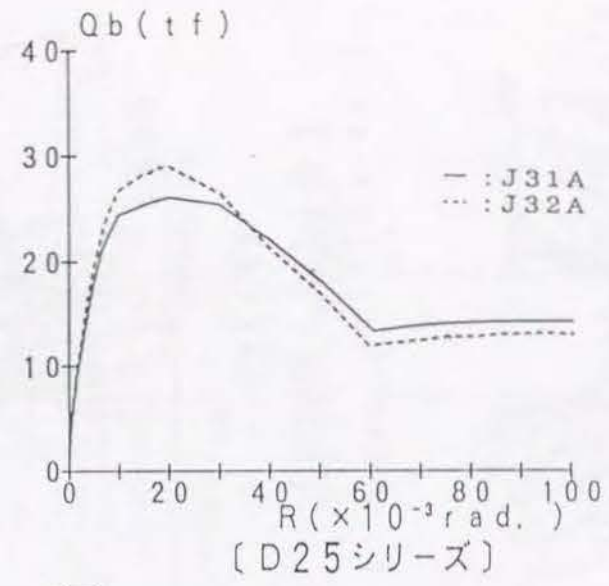
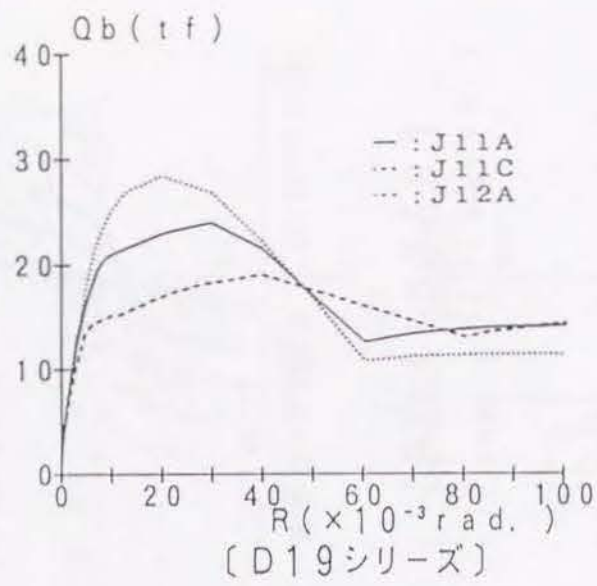
[試験体: J31B]



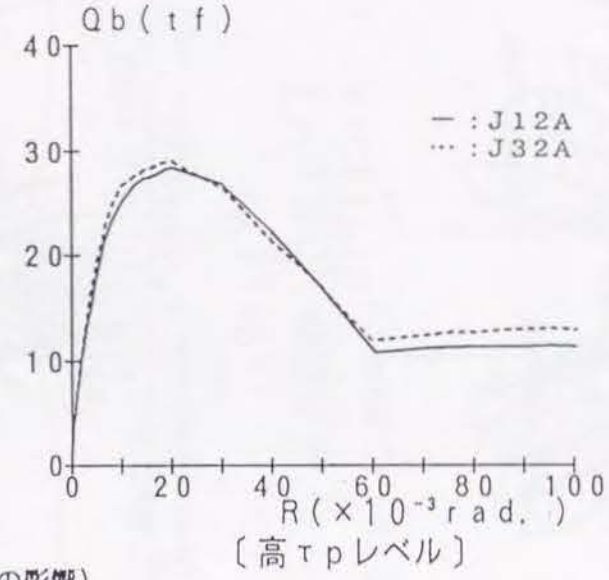
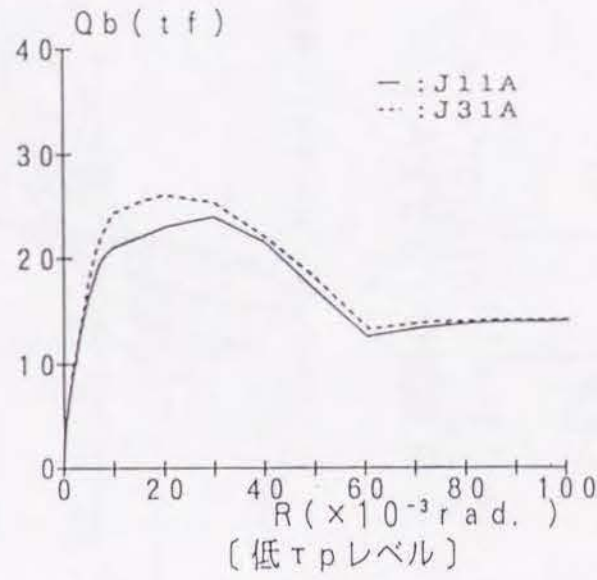
[試験体: J32A]

[試験体: J32B]

図-5.3.3(2) 荷重(Q_b)-部材角(R)関係



(τ_p レベルの影響)



(τ_b レベルの影響)

図-5.3.4 Q_b - R 関係(包絡線):梁軸力なし

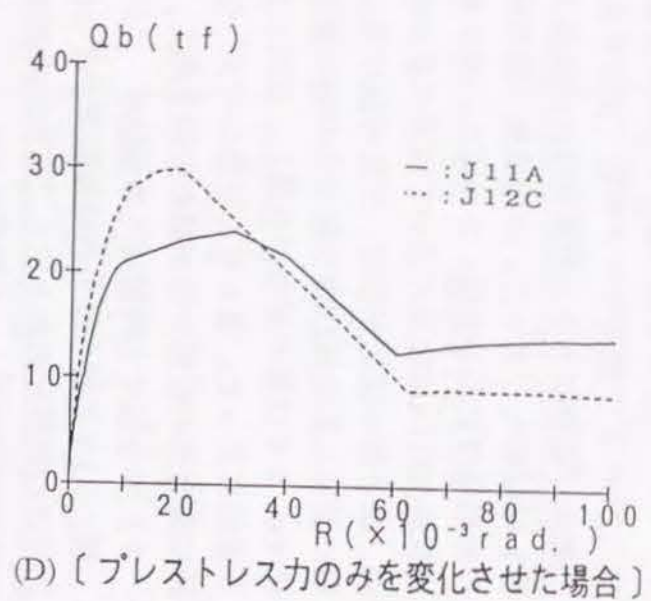
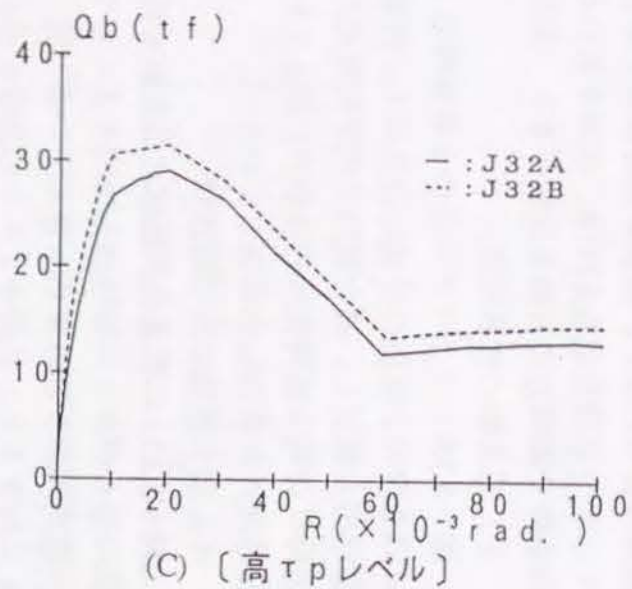
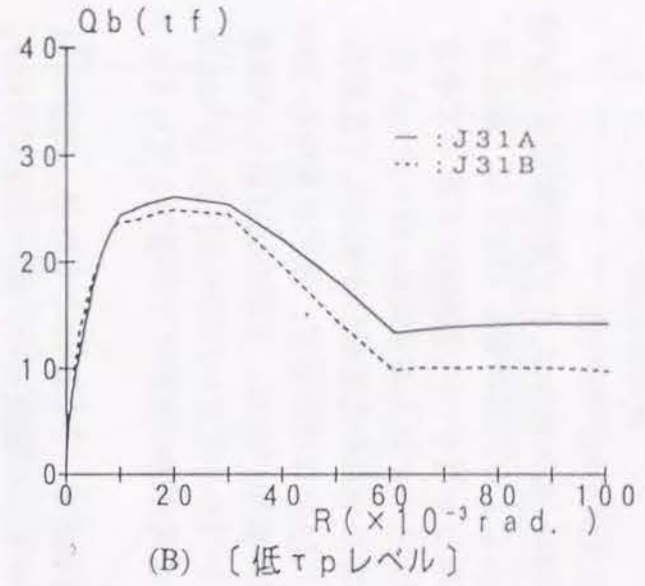
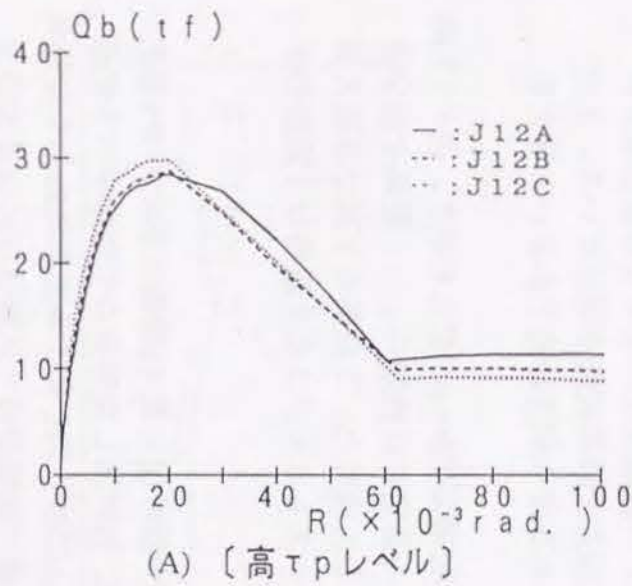


図-5.3.5 Q_b - R 関係(包絡線):梁軸力あり

3) 柱、梁、接合部変形成分

図-5.3.6に各変形成分の層間変形角 R に対する比率の荷重サイクル推移を示す。各変形成分はシリーズ(1)と同じく定義し以下に示す表現とする。

R_G : 梁の変形角 θ_c : 柱の変形角 γ_p : 接合部のせん断変形角

R_s : 梁主筋の抜け出しによる変形角 R : 層間変形角

n : 荷重サイクル数 (変形は各サイクル所定変形時の値)

梁曲げ破壊型となった試験体J11Cは最大荷重時 $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで梁の変形成分が卓越しほぼ80%であった。その後梁主筋の抜け出しによる変形が著しく増大し、接合部の変形はほとんど変化しなかった。接合部せん断力レベルが試験体J11Cに次いで小さい試験体J11Aは初期においては梁の変形成分が大きい最大荷重時 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降、接合部の変形が急増、主筋の抜け出しが漸増かつ梁の変形成分が減少して最終状態に至る。試験体J32Bを除くその他の試験体もJ11Aにほぼ同様で、最大荷重時 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ までは梁の変形が卓越し、以降に接合部の変形が急増、主筋の抜け出しが漸増し最終に至った。最もせん断力レベル、付着力レベルの大きいJ32Bは $R=5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降に接合部の変形分担が梁の分担を超え、以降は接合部の変形だけが增加していく。

4) 接合部せん断補強筋の歪性状

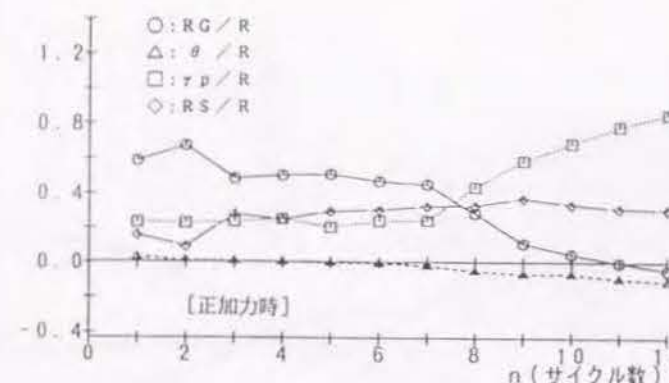
図-5.3.7に接合部の各補強筋歪分布の代表例を示す。各試験体とも外部、内部補強筋はほぼ同程度の歪を示し、中央部の補強筋歪が著しく進展した。図-5.3.8に τ_j/σ_B と平均補強筋歪 ϵ_w の関係を示す。 ϵ_w は上下梁主筋内に配筋された全補強筋の平均歪である。最大荷重時の歪はいずれも弾性域で $\epsilon_w=2.2 \sim 3.7 \times 10^{-3}$ であり、 τ_j/σ_B との相関は見られない。限界変形時はせん断力の小さい試験体J11Cとせん断補強量が多く、かつ梁軸力があるJ31B、J32Bを除いた各試験体では降伏歪を超えている。また、同条件で梁軸力の有無を比較すると、梁軸力のあるほうが歪は若干小さいと言える。

5) 梁主筋の付着性状

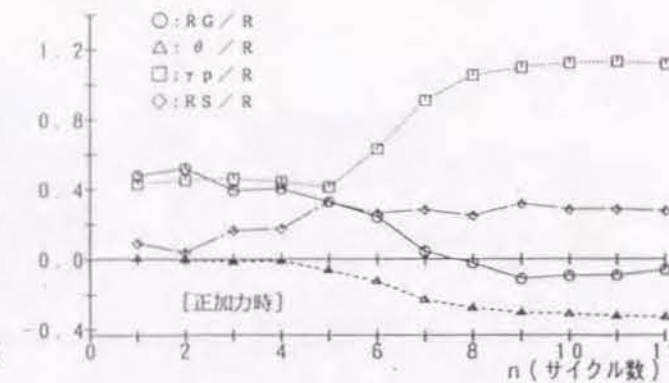
図-5.3.9に1サイクル目の正荷重時の1段筋付着応力 $b\tau_s$ の変化を示す。図-5.3.10は同条件の2段筋の付着応力を示す。付着応力の算定には鉄筋の $\sigma-\epsilon$ 関係を完全弾塑性型と仮定し、接合部内での平均付着応力として求めた。1段筋の下端では最大耐力時に両端主筋降伏時の付着力に達しているケースもある。また2段筋は1段筋の半分程度の付着力しか発生していない。

6) 梁主筋抜け出しの性状

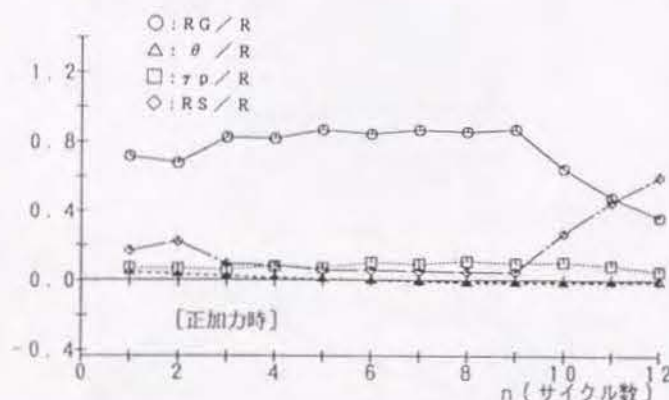
図-5.3.11に代表的試験体の各主筋の荷重 Q_b -抜け出し量 δs 関係を示す。 δs は主筋の接合部からの抜け出し方向を正としている。抜け出し変形量の中にはすべり変形と鉄筋の伸び縮み変形も含んでいる。図-5.3.12に抜け出しによる変形角 R_s の全変形角 R に対する比と荷重サイクルの関係を示す。梁曲げ破壊型接の試験体J11Cは最大荷重後の変形は抜け出しによる変形が大きいことがわかる。接合部がせん断降伏する他の試験体は接合部の変形が主で、抜け出しは大きくならないことがわかる。接合部の劣化が少ない試験体では主筋の塑性歪領域が接合部内に進展して抜け出し変形量が大きくなったことがわかる。また梁軸力のある試験体は抜け出し変形が若干少ないことがわかる。



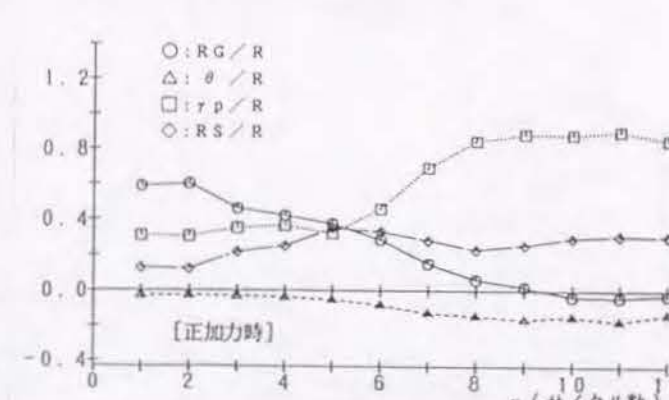
【試験体: J11A】



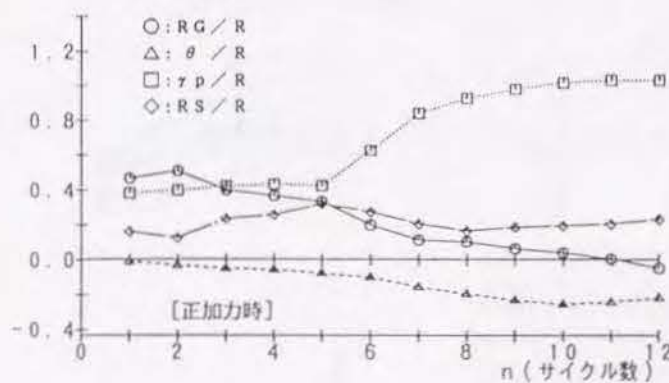
【試験体: J11B】



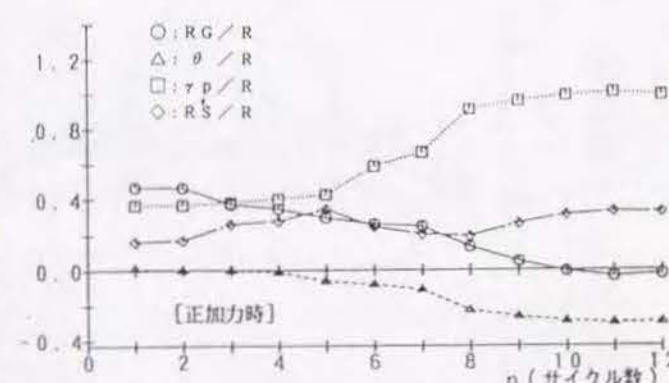
【試験体: J11C】



【試験体: J12A】



【試験体: J12B】

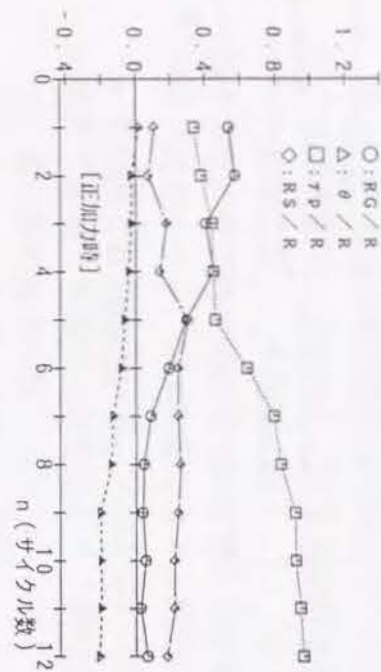


【試験体: J12C】

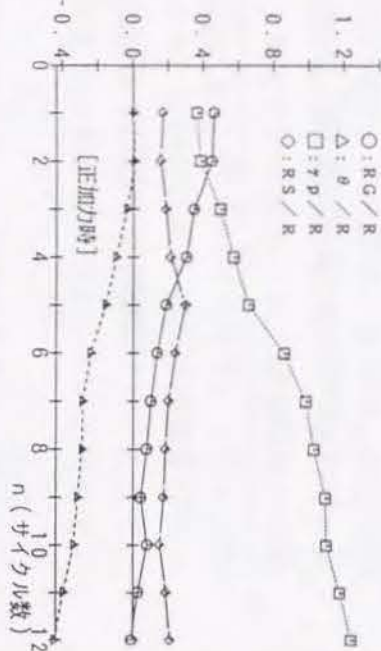
図-5.3.6(1) 各変形成分の層間変形角 R に対する比率の推移

図-5.3.6(2) 各変形成分の層間変形角Rに対する比率の推移

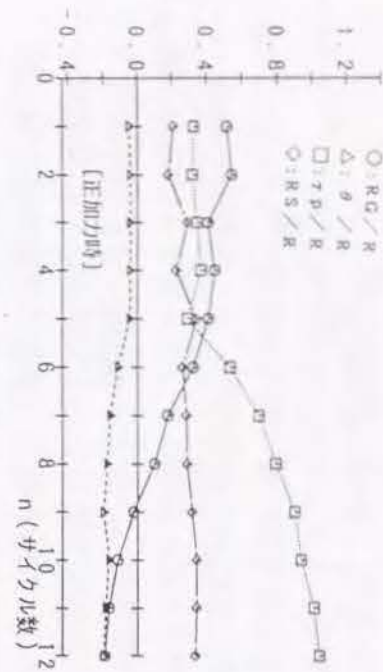
【試験体：J32A】



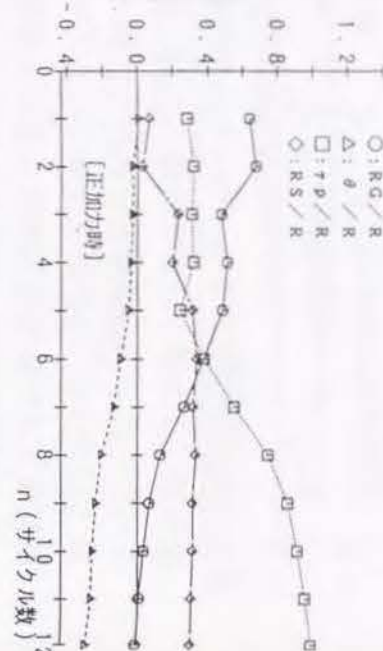
【試験体：J32B】



【試験体：J31A】



【試験体：J31B】



(外部補強筋)

(内部補強筋)

○: 1サイクル目
△: 3サイクル目
□: 5サイクル目
◇: 7サイクル目
×: 9サイクル目
+: 11サイクル目

【試験体：J31A】

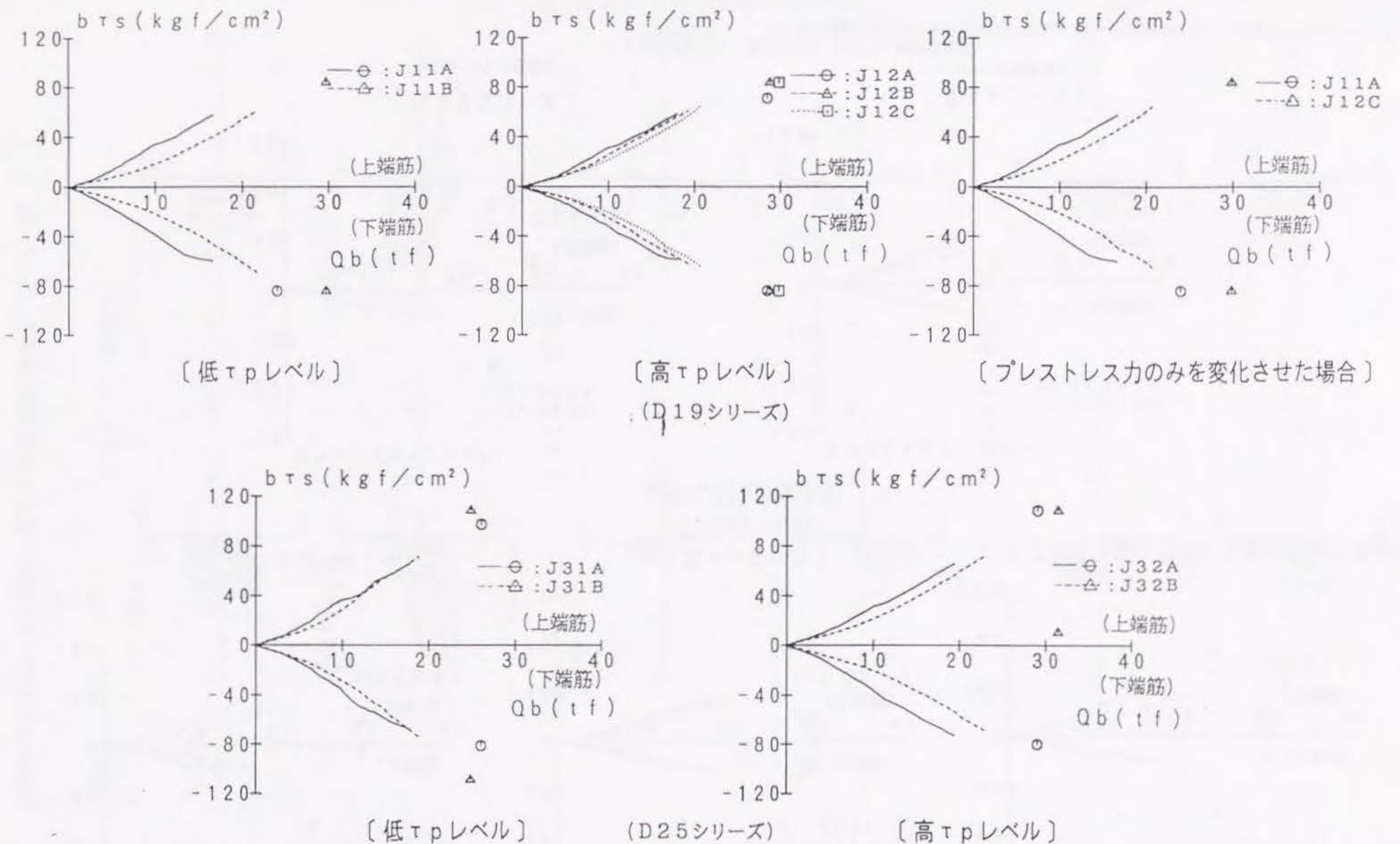
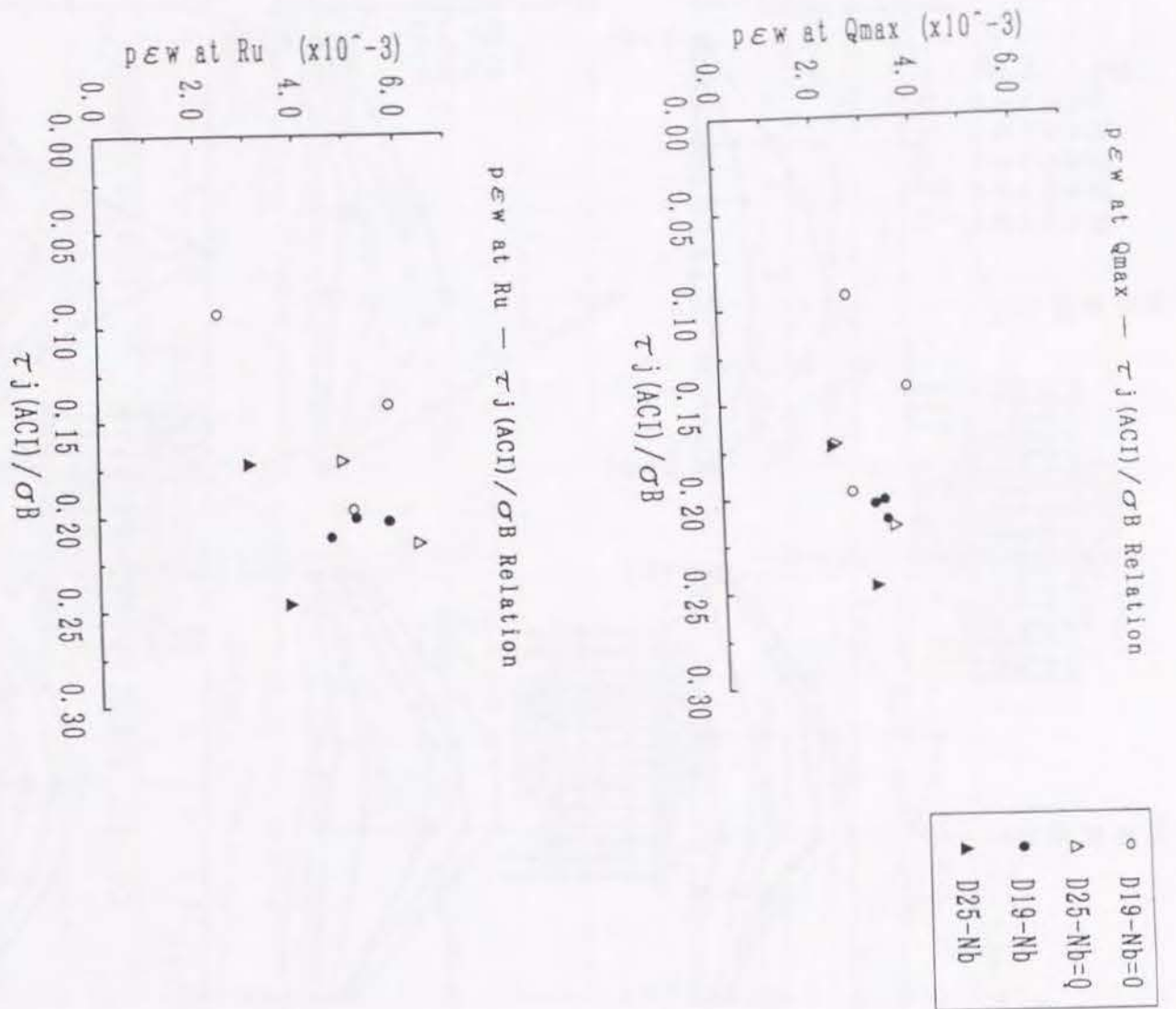
【試験体：J31B】

【試験体：J32A】

【試験体：J32B】

図-5.3.7 接合部の各補強筋歪分布の代表例

図-5.3.8 τ_j/σ_B と p_{ew} の関係



註1) ○, △, □: 最大耐力時

2) 最大耐力時のプロットがないものは、ゲージの断線により、計測できなかったことを示す

図-5.3.9 1段筋付着応力の変化

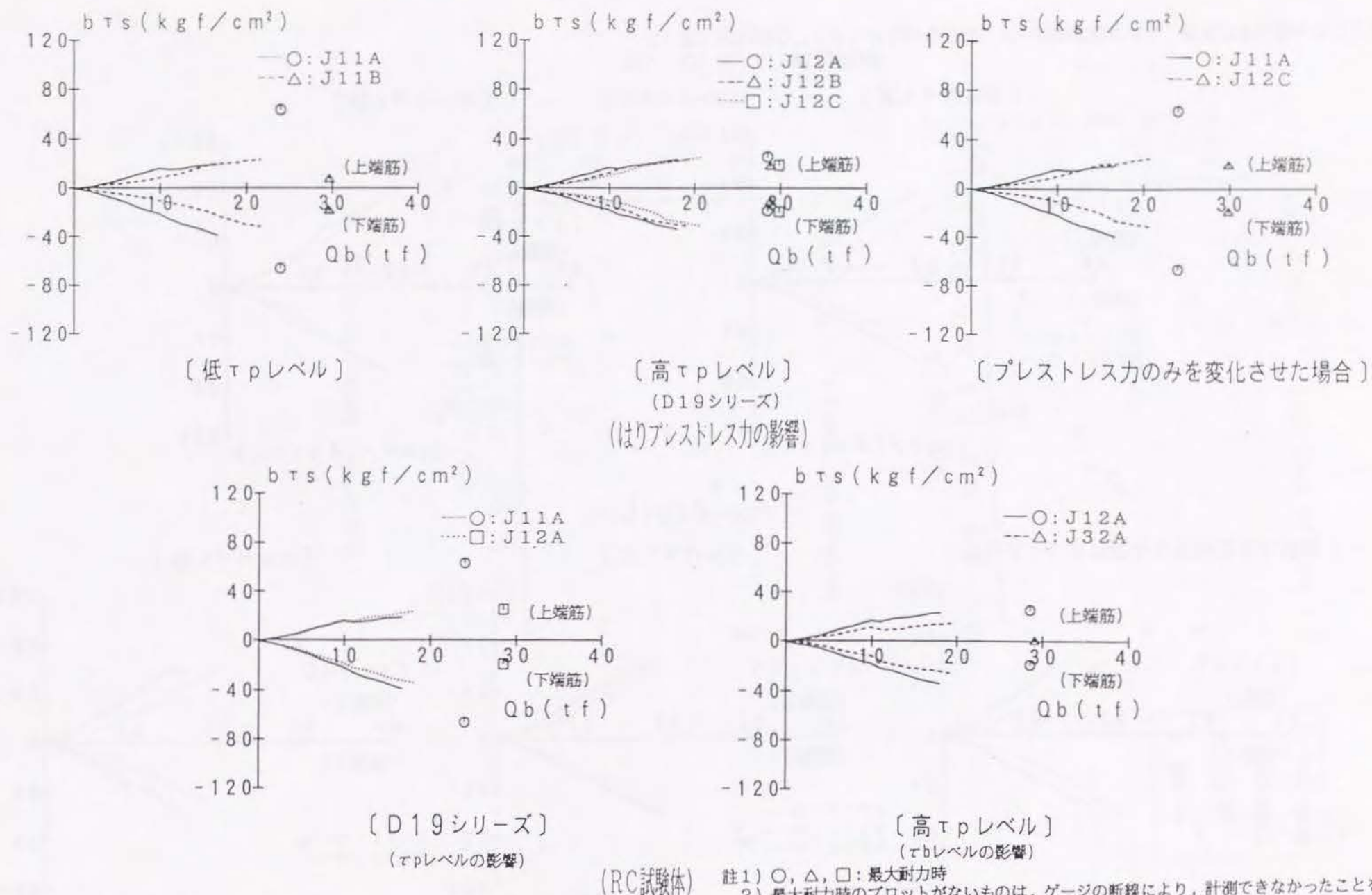
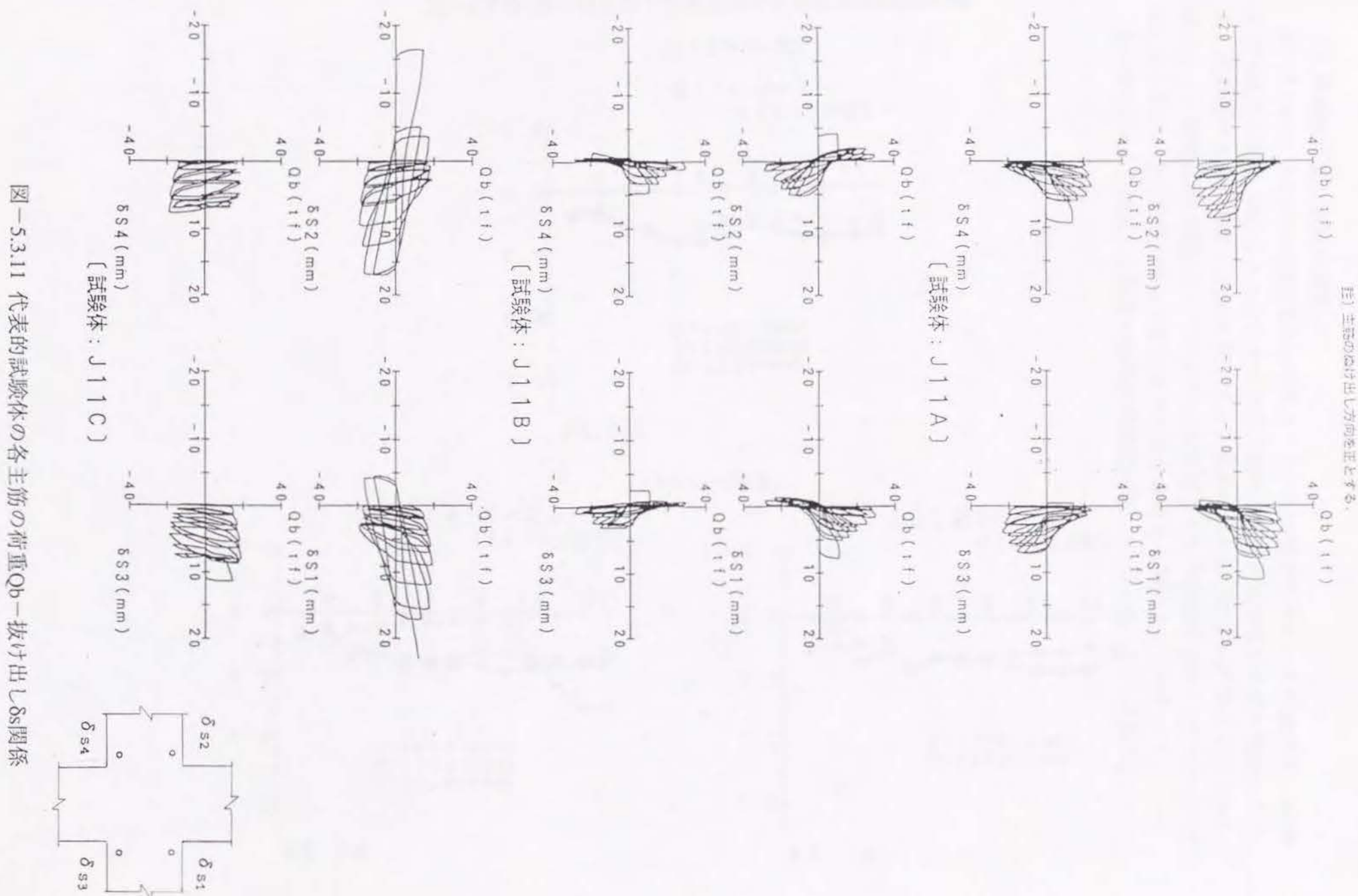


図-5.3.10 2段筋付着応力の変化



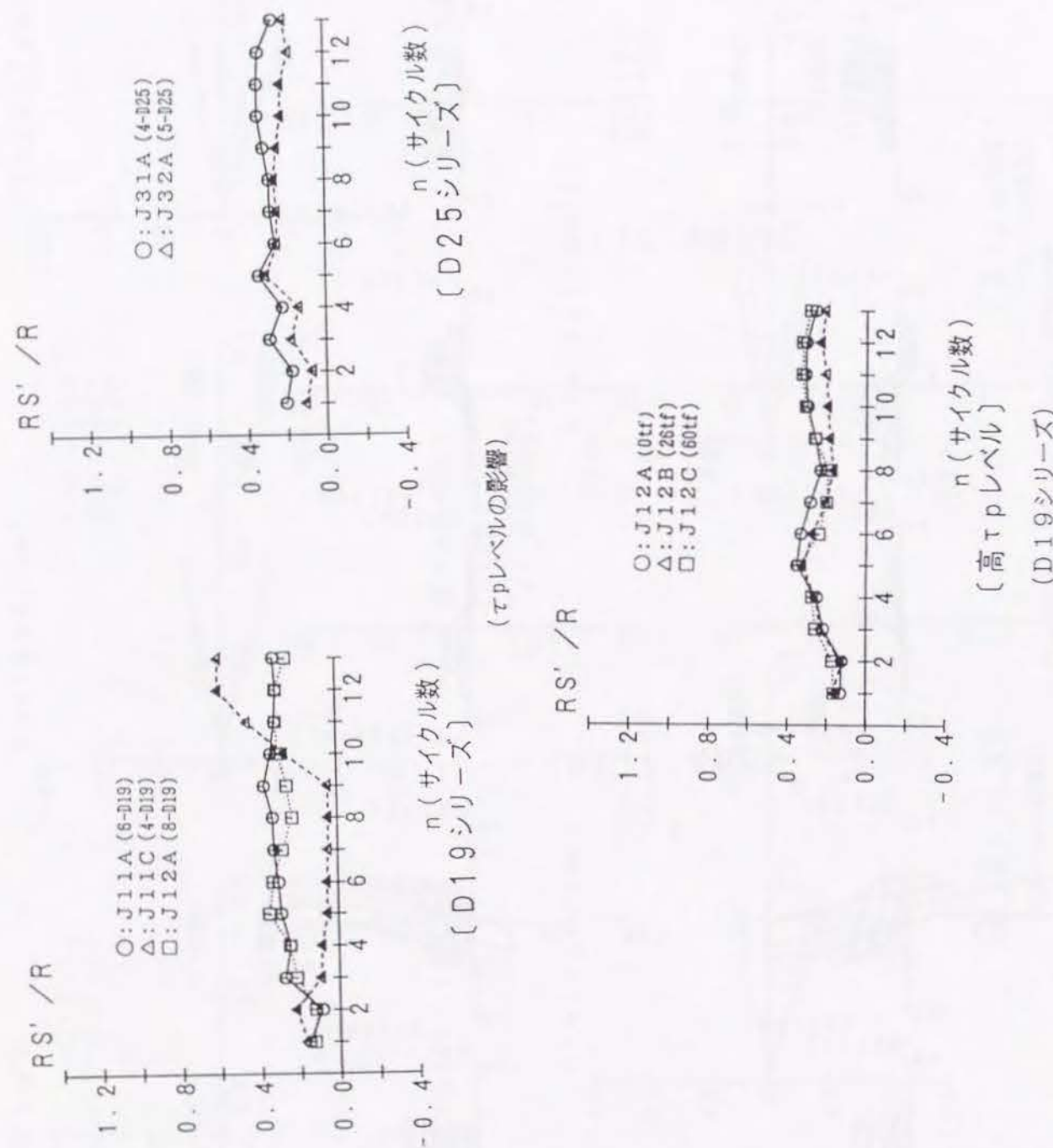
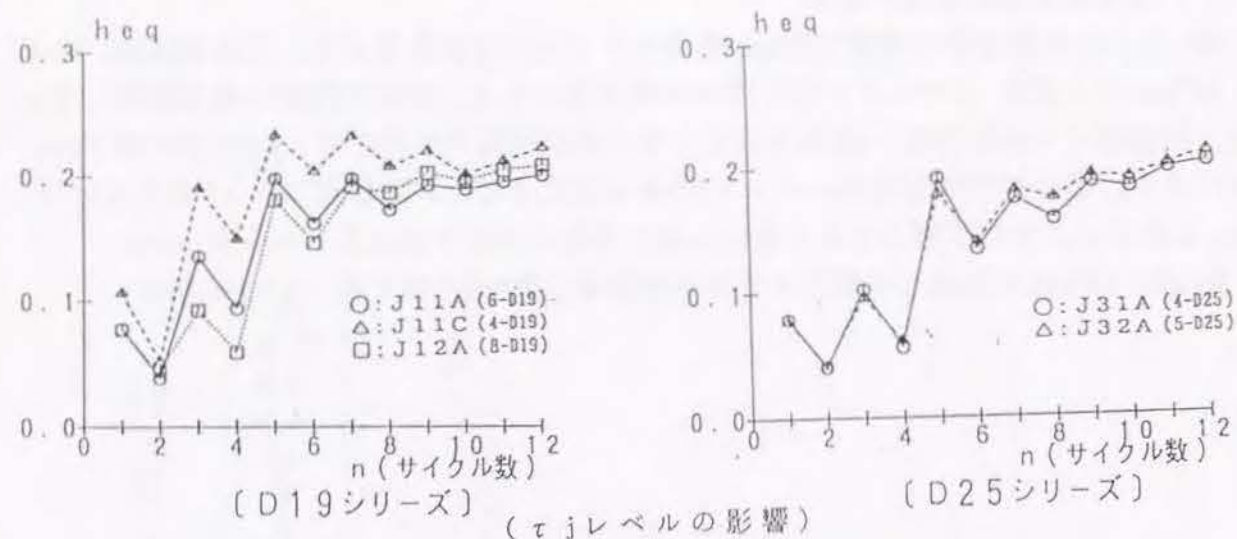


図-5.3.12 抜け出しによる変形角 R_s と全変形角 R の比 R_s/R

7) 等価粘性減衰定数の推移

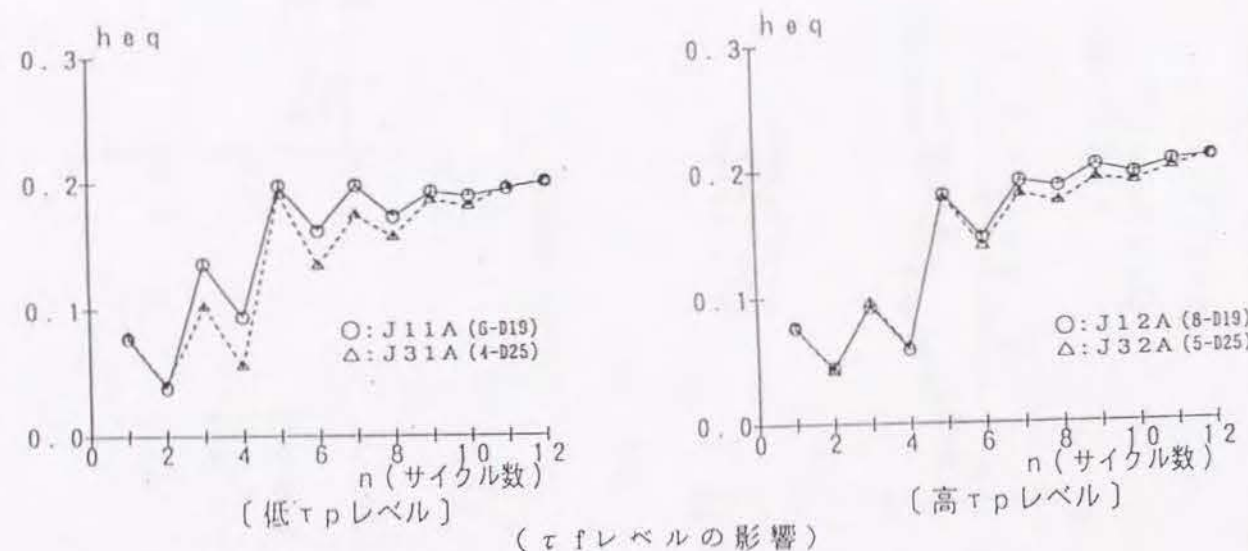
図-5.3.13 に等価粘性減衰定数 heq の各サイクル毎の推移を示す。各試験体共、 $R=20 \times 10^3 \text{ rad}$ の1回目(5サイクル目)ではほぼ最大値になり、以後同程度の値を維持している。接合部せん断応力度 τ_j のみを変化させた試験体間の比較では τ_j が大きいほど heq は小さく、接合部内付着応力レベル τ_f のみを変化させた試験体間では τ_f が大きいほど heq は小さい。また梁軸力のみを変化させた場合は明確な差は見られなかった。

$R=20 \times 10^3 \text{ rad}$ の繰返し2回目の等価粘性減衰定数 heq の値を表-5.3.3に示す。



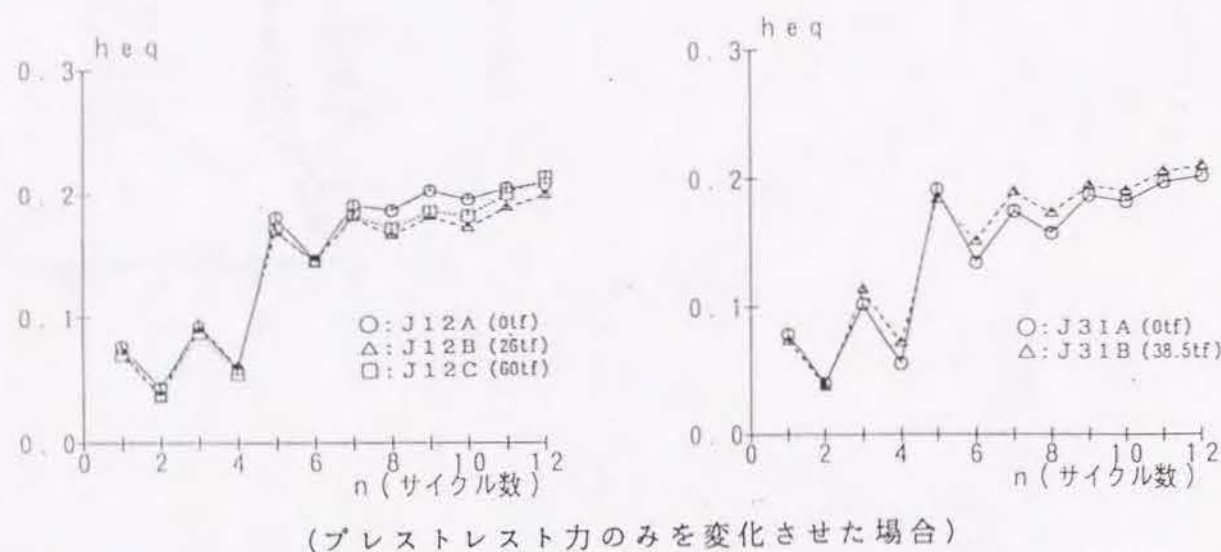
(D19シリーズ) (τ_j レベルの影響)

(D25シリーズ)



(低 τ_p レベル) (τ_f レベルの影響)

(高 τ_p レベル)



(プレストレスト力のみを変化させた場合)

図-5.3.13 等価粘性減衰定数 h_{eq} の各サイクル毎の推移

5.3.6 実験結果の検討

1) 接合部のせん断強度

本実験では柱の耐力は十分大きくとり、梁の曲げ降伏が先行するよう設計されている。従って架構の最大耐力は梁曲げ強度か接合部のせん断強度により決定される。接合部のせん断強度計算値 V_{ju1} 、 V_{ju2} と実験時の最大接合部せん断力 V_{max} の関係を図-5.3.14、5.3.15に示す。それぞれの強度は梁曲げ降伏時の接合部せん断力 V_{jb} により無次元化している。 V_{ju1} は学会指針の強度計算式であり、 V_{ju2} はコンクリート強度が $\sigma_B \geq 360 \text{ kgf/cm}^2$ の場合に V_{ju1} にかわって参考文献17)に提案された式である。

$$V_{ju1} = (0.3 \sigma_B) \cdot ba \cdot Dc \quad V_{ju2} = (0.12 \sigma_B + 60) \cdot ba \cdot Dc \quad (5.3.1)$$

ba : 指針式による梁有効幅 Dc : 柱の全デプス σ_B : コンクリート圧縮強度 kg/cm^2

梁の曲げ降伏強度はACI規準によりもとめた。実験時の最大せん断力が梁の曲げ降伏強度に達していなかったのはJ32Bのみであるが、両図よりコンクリート強度の範囲を考慮した V_{ju2} により接合部の強度を判定できる。

なお図-5.3.16に(5.3.1)式の V_{ju1} 、 V_{ju2} の比較を示す。両者は $\sigma_B = 330 \text{ kg/cm}^2$ を境に逆転し、本実験のコンクリート強度では V_{ju2} は V_{ju1} の約75%である。

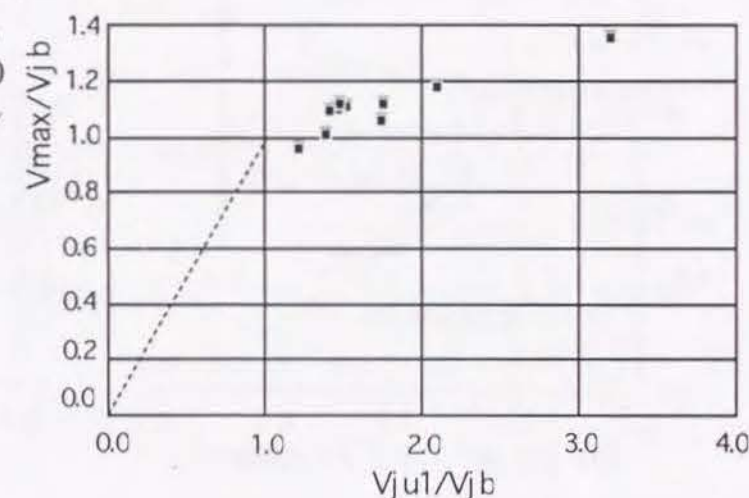


図-5.3.14 V_{jmax}/V_{jb} と V_{ju1}/V_{jb} の関係

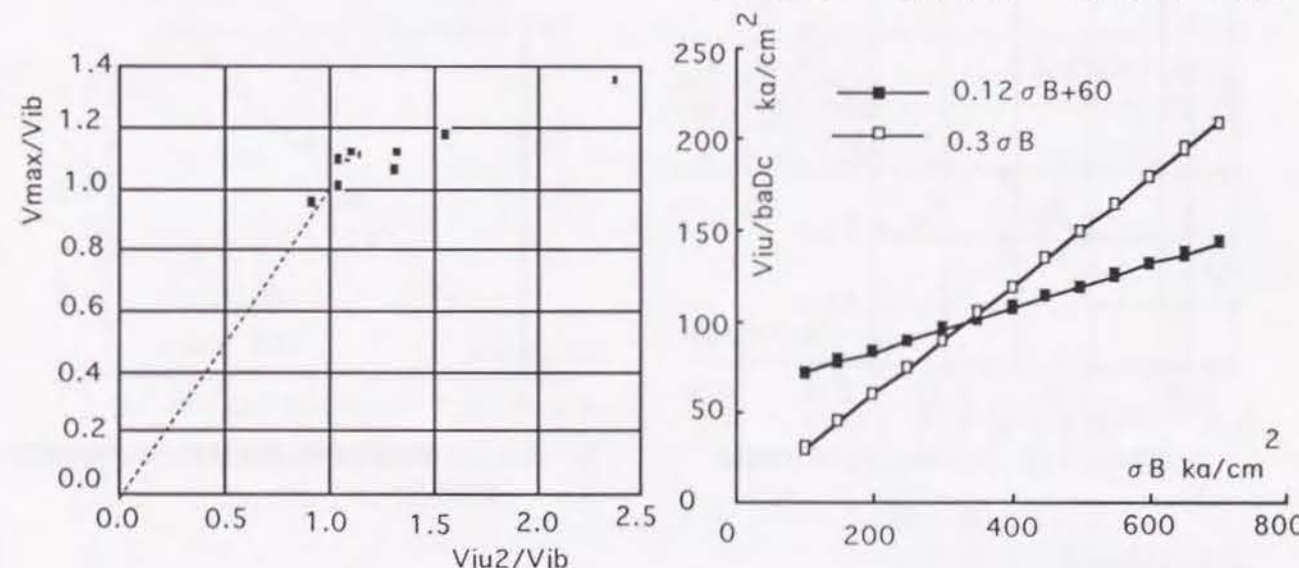


図-5.3.15 V_{jmax}/V_{jb} と V_{ju2}/V_{jb} の関係

図-5.3.16 V_{ju} 計算値と σ_B の関係

2) 限界変形角の検討

図-5.3.16、5.3.17、5.3.18 に実験で得られた限界変形角 R_u と各実験変数 τ_j/σ_B 、 $\tau_f/\sqrt{\sigma_B}$ 、 $N_b/(\sigma_B \cdot BD)$ との関係を示す。各図から τ_j/σ_B が最も R_u との相関が高いと言える。実験結果は $\tau_j/\sigma_B \leq 0.1$ では R_u は $50 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 、 $0.1 < \tau_j/\sigma_B \leq 0.2$ では R_u は $40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 、 $0.2 < \tau_j/\sigma_B$ では R_u は $30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ となっている。シリーズ (1) では $\tau_j/\sigma_B = 0.24$ で R_u は $20 \times 10^{-3} \text{rad.}$ であったが、これは直交方向の接合部せん断補強筋の有無が影響したと推定できる。

$N_b/(\sigma_B \cdot BD)$ は R_u にほとんど影響を与えていない。 τ_j/σ_B と $\tau_f/\sqrt{\sigma_B}$ を変数として R_u の回帰式を求めると、5.3.2 式となる。相関係数は 0.978 でありかなり相関は高いと言える。図-5.3.16、5.3.17 には (5.3.2) の回帰式を示す。図-5.3.19 に回帰式による計算値 $R_{u,cal}$ と実験値 R_u の対応を示す。

$$R_u = 50.6 + 3.8(\tau_f/\sqrt{\sigma_B}) - 169.0(\tau_j/\sigma_B) \times 10^{-3} \text{rad.} \quad (5.3.2)$$

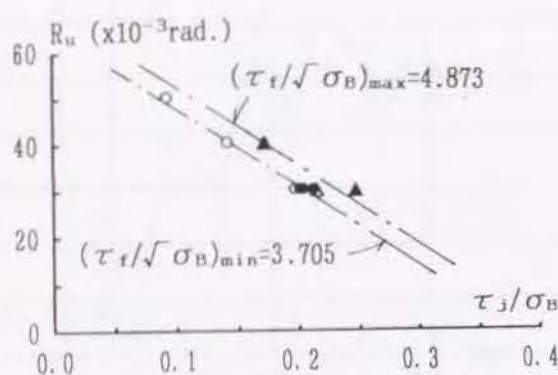


図-5.3.16 R_u と τ_j/σ_B の関係

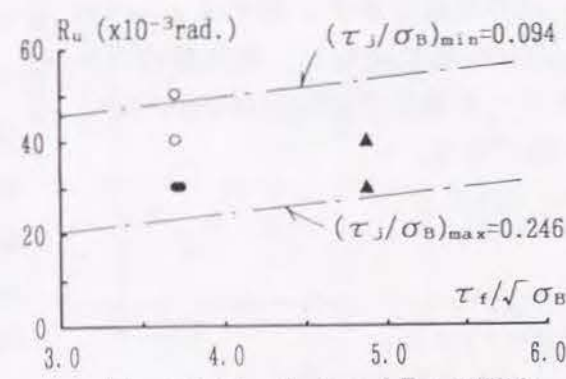


図-5.3.17 R_u と $\tau_f/\sqrt{\sigma_B}$ の関係

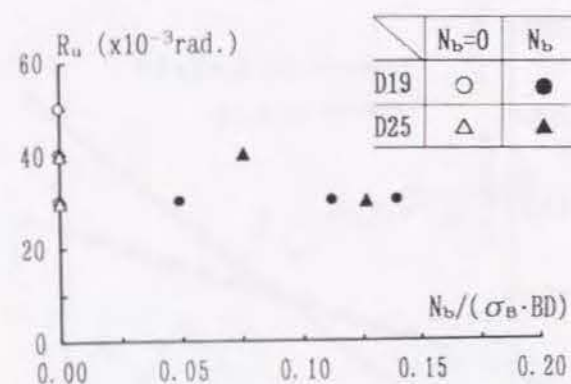


図-5.3.18 R_u と $N_b/(\sigma_B \cdot BD)$ の関係

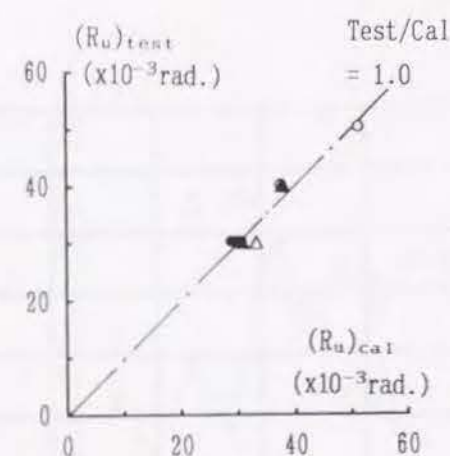


図-5.3.19 限界変形角 R_u の実験値と計算値の関係

3) 等価粘性減衰定数の検討

層間変形角が $20 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時の繰返し 2 回目の履歴面積から算定した等価粘性減衰定数 h_{eq} と各実験変数 τ_j/σ_B 、 $\tau_f/\sqrt{\sigma_B}$ 、 $N_b/(\sigma_B \cdot BD)$ との関係を図-5.3.20 ~ 22 に示す。 $20 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時の繰返し 2 回目を選んだ理由は文献 18) の北山の研究による回帰式との比較を容易にするためである。図-5.3.20 からは限界変形角 R_u の場合と同じく等価粘性減衰定数 h_{eq} は τ_j/σ_B に最も相関があることがわかる。図-5.3.21 には文献 18) の回帰式の値も併記する。図-5.3.22 からは梁軸力 $N_b/(\sigma_B \cdot BD)$ が等価粘性減衰定数 h_{eq} に与える影響は見られない。

τ_j/σ_B 、 $\tau_f/\sqrt{\sigma_B}$ を変数とした等価粘性減衰定数 h_{eq} の回帰式を (5.3.3) に示す。相関係数は 0.869 で比較的相関は高いと言える。図-5.3.23 に回帰式による計算値 $h_{eq,cal}$ と実験値 h_{eq} の関係を示す。

$$h_{eq} = 0.25 - 0.008(\tau_f/\sqrt{\sigma_B}) - 0.355(\tau_j/\sigma_B) \quad (5.3.3)$$

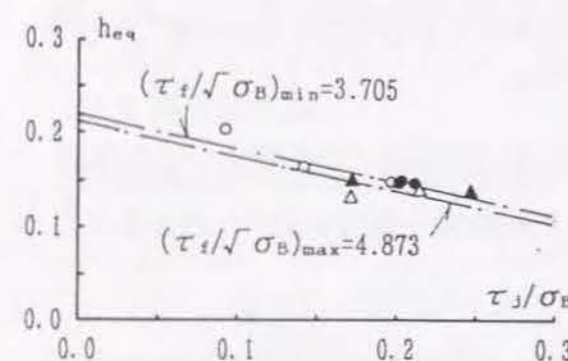


図-5.3.20 h_{eq} と τ_j/σ_B の関係

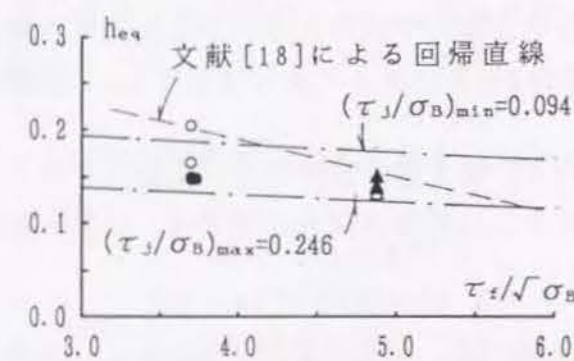


図-5.3.21 h_{eq} と $\tau_f/\sqrt{\sigma_B}$ の関係

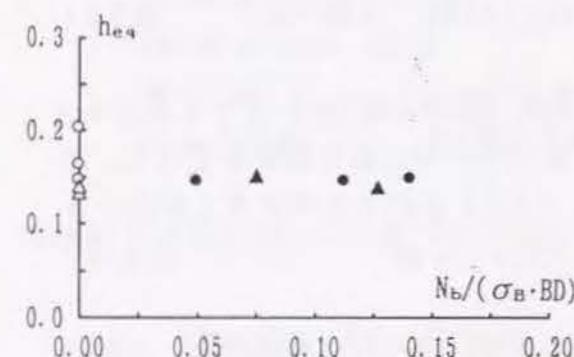


図-5.3.22 h_{eq} と $N_b/(\sigma_B \cdot BD)$ の関係

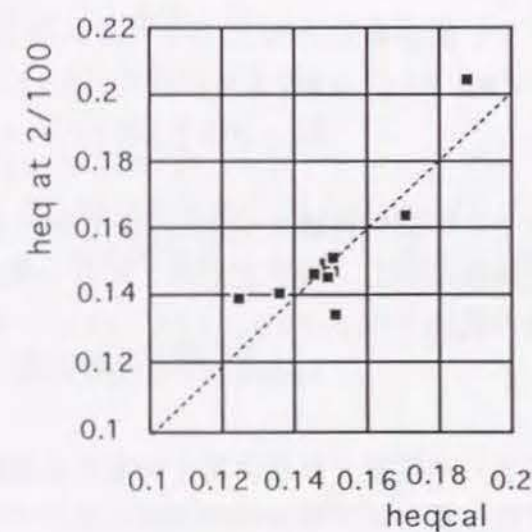


図-5.3.23 h_{eq} 計算値と実験値の関係

5. 3. 7 実験結果のまとめ

梁曲げ降伏先行型の十字骨組に於て、接合部せん断力、梁通し主筋の付着力、梁軸力を変化させ、それぞれが骨組の変形能力に与える影響を実験結果から検討した。以下に実験で得られた知見をまとめて示す。

(1) 接合部せん断力 τ_{jmax} / σ_B が 0.13 と最も小さい試験体 J11C のみ破壊モードは梁の曲げ破壊型 (B) であったが、せん断力レベルの高いその他の試験体は全て梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型 (BJ) であった。

(2) 接合部せん断力レベル τ_j / σ_B が大きいほど耐力低下が激しく、かつスリップ型の荷重 Q_b —層間変形角 R 関係を示した。

(3) 梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊 (BJ 型) を示した試験体の変形は最大荷重時までは梁の変形が大きい最大荷重以降では接合部のせん断変形 γ_p が卓越し、限界変形角 R_u を超えるステップでは γ_p が急激に増大する。

(4) 梁主筋を減少させ、梁軸力を与えることで梁曲げ耐力、接合部せん断力を同程度とした試験体間の比較では、いずれもほぼ同じ荷重 Q_b —層間変形角 R 関係を示した。

(5) 梁の曲げ強度に達せず接合部のせん断強度で最大耐力が決まった試験体は J32B のみであったが、これから接合部せん断強度 V_{ju} はコンクリートの圧縮強度の適用範囲をかんがえた (5.3.1) 式 (参考文献 17)) の V_{ju2} で評価できる。

$$V_{ju2} = (0.12 \sigma_B + 60) \cdot b_a \cdot D_c \quad \sigma_B \geq 360 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.3.1)$$

(6) 限界変形角 R_u は接合部せん断力レベルに最も影響を受け本実験の範囲では τ_j / σ_B 、 $\tau_f / \sqrt{\sigma_B}$ による回帰式 (5.3.2) 式により精度良く評価できる。

$$R_u = 50.6 + 3.8(\tau_f / \sqrt{\sigma_B}) - 169.0(\tau_j / \sigma_B) \times 10^{-3} \text{ rad.} \quad (5.3.2)$$

(7) 等価粘性減衰定数 heq は既往の文献の回帰式 (参考文献 18)) よりも若干小さな実験値を示し、限界変形角と同じく接合部せん断力レベルに最も影響を受ける。本実験の範囲では τ_j / σ_B 、 $\tau_f / \sqrt{\sigma_B}$ による回帰式 (5.3.3) 式により精度良く評価できる。

$$heq = 0.25 - 0.008(\tau_f / \sqrt{\sigma_B}) - 0.355(\tau_j / \sigma_B) \quad (5.3.3)$$

(8) 本実験では接合部を拘束する梁軸力による影響は梁のひび割れ性状、主筋の抜け出し量および接合部補強筋の歪レベルに若干の違いは見られたがは架構の荷重 Q_b —層間変形角 R 関係を特に改善する効果は見られなかった。梁軸力の影響が見られた参考文献 16) の実験結果とは接合部の形、軸力の与え方等の違いがあるが、今後検討の余地がある。

5. 4 柱梁十字骨組の繰返し荷重—変形関係の解析

5. 4. 1 はじめに

前記した各実験結果から、柱梁十字骨組の荷重—変形関係は、せん断力レベルによつては接合部の変形に大きく依存することがわかる。梁降伏型の骨組であつて接合部せん断力がせん断強度に達しない状態でも繰返し荷重により接合部の耐力が低下し、変形が増加して接合部せん断破壊モードで終局状態に達する。

ここでは実験シリーズ (2) のデータに基づき接合部 τ — γ 関係のスケルトンカーブおよび繰返しによる耐力低下を考慮した履歴特性モデルを作成して、繰返しを受ける十字骨組の荷重 Q_b —層間変形角 R 関係を求め、実験結果との対応を検討する。

5. 4. 2 接合部荷重 τ_p —変形角 γ_p 関係

1) スケルトンカーブの設定

図—5.4.1 に実験で得られた接合部の各サイクル正負ピーク時の τ_p — γ_p 関係を示す。この図をもとに以下のように、Tri-linear 型のスケルトンカーブをモデル化した。

(1) 弾性剛性 K_e

実験時のせん断ひびわれ時剛性とコンクリートのせん断剛性 G_c との比較から以下とする。

$$\begin{aligned} K_e &= (G_c \cdot A_p) \cdot \alpha_1 & \alpha_1 &= 0.523 & (5.4.1) \\ G_c &= E_c / (2 \cdot (1 + \nu)) & E_c &: \sigma_B / 3 \text{ の割線剛性} \\ \nu &= 0.169 + 4 \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_B & \text{参考文献 17)} & & A_p: \text{接合部有効体積 参考文献 5)} \end{aligned}$$

α_1 は実験値と計算値の比の平均値である。実験値が小さくなったのはシリンドラ試験と実コンクリート強度の違い、有効断面の仮定による違いなどが考えられる。

(2) ひびわれ強度 τ_{cr}

参考文献 19) による寺岡等の方法により以下のように設定する。

$$\begin{aligned} \tau_{cral} &= F_t \sqrt{(1 + \sigma_0 / \sigma_B)} \\ Q_{pcal} &= \tau_{cral} B_c j_c & Q_{bcal} &= Q_{pcal} / (2L_b / j_b - L/H) \\ F_t &= 1.6 \sqrt{\sigma_B} & j_c &= (7/8) d_c & d_c: \text{柱の有効せい} & L_b = (L - j_c) / 2 \\ j_b &= (7/8) d_b & d_b: \text{梁の有効せい} & \sigma_0: \text{柱の軸力比} & \sigma_B: \text{コンクリート強度} \end{aligned}$$

本解析での接合部のせん断力の定義から Q_{bcal} から τ_{cr} を定義する。

$$\begin{aligned} Q_p &= Q_{bcal} (L - D_c) / j_{aci} - L/H) \\ \tau_{cr} &= Q_p \alpha_2 / A_p & \alpha_2 &= 0.75 & (5.4.2) \end{aligned}$$

α_2 は本解析による荷重変形関係を実験値に合わせるために試行錯誤の結果設定した低減係数である。

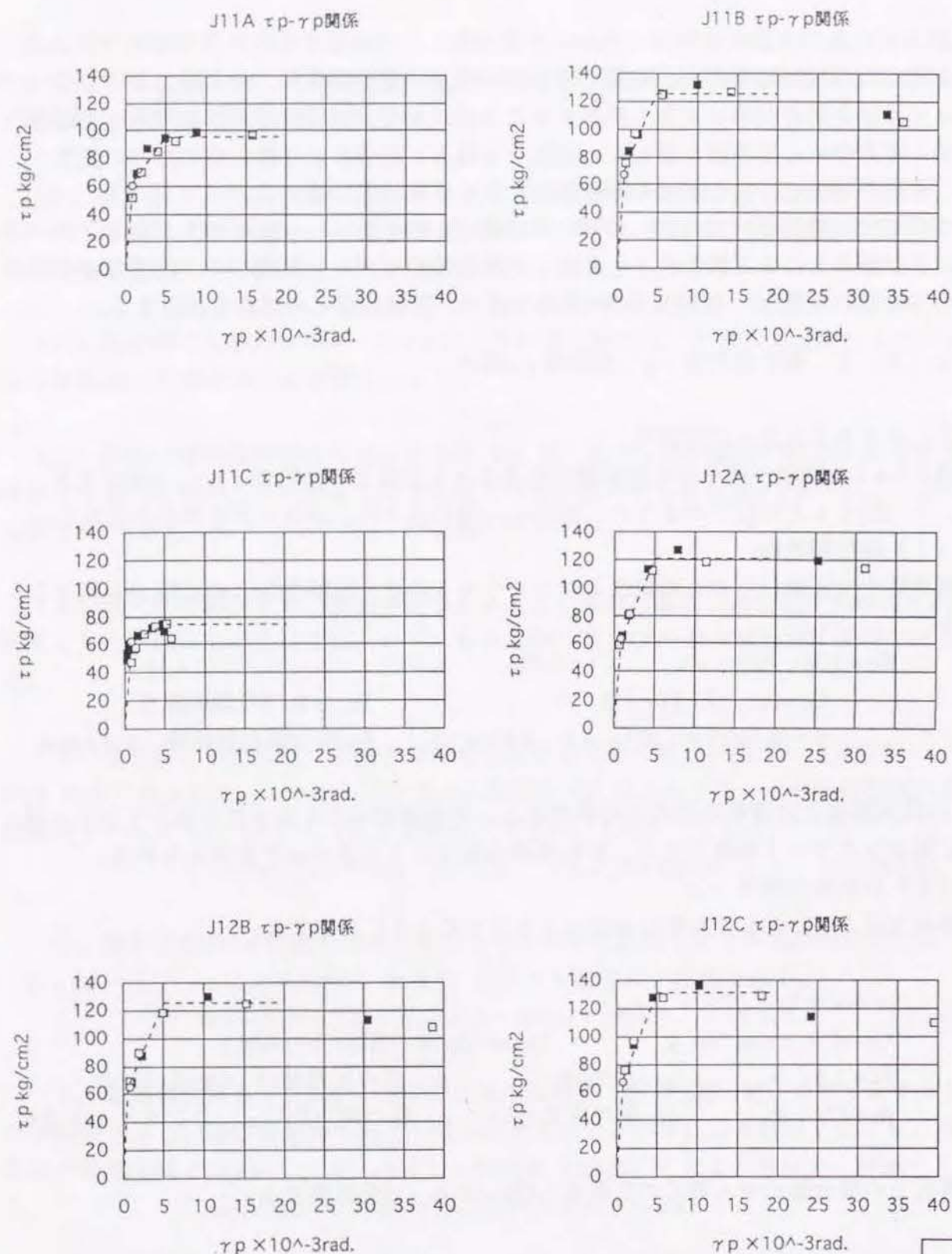


図-5.4.1(1) 各サイクル正負ピーク時の τ_p - γ_p 関係

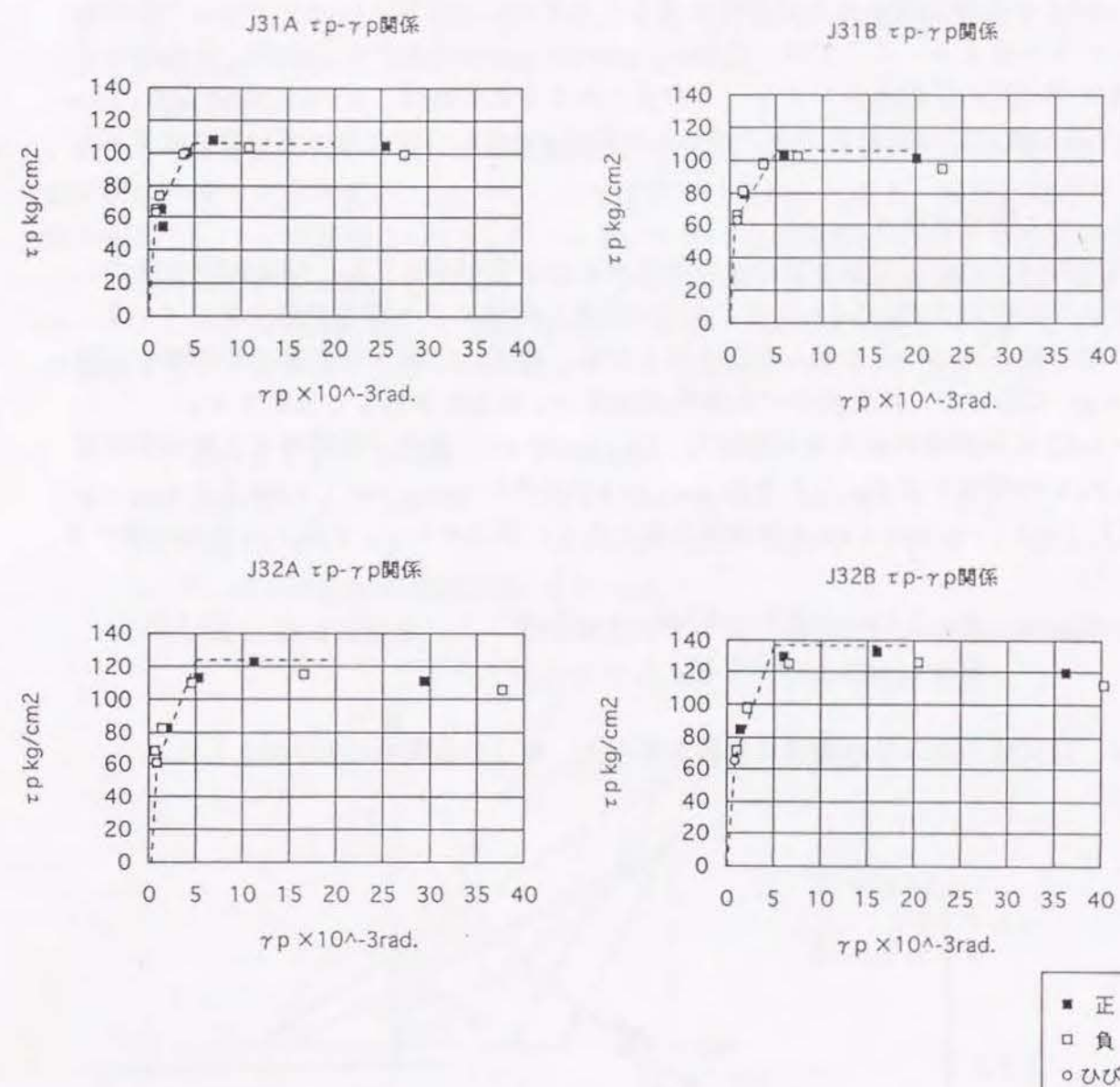


図-5.4.1(2) 各サイクル正負ピーク時の τ_p - γ_p 関係

(3) せん断降伏時のせん断変形 γ_y

図-5.4.1の実験曲線より全試験体を通じてほぼ一定の変形 $\gamma_y = 5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で降伏に達していると言える。ここでは一定値 $\gamma_y = 5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ を設定する。なお、接合部のせん断降伏が45度の圧縮束コンクリートの歪で決まるとすれば、 $\gamma_y = 2 \epsilon_c$ となり、 $\gamma_y = 5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の設定は圧縮束コンクリートの歪が $\epsilon_c = 2.5 \times 10^{-3}$ となっていることを示す。

(4) せん断降伏強度 τ_y

梁曲げ降伏型の骨組で接合部のせん断強度には余裕があっても、梁降伏後の繰返し荷重により接合部は図-5.4.1に示すように繰返し劣化により塑性変形を生じている。

ここでは接合部は一定のせん断応力以上では、繰返し作用する梁曲げ降伏時せん断応力 τ_{gy} に応じて、接合部のせん断降伏強度 τ_y が決定されると仮定する。

図-5.4.2に実験時の最大せん断応力 $(\tau_y)_{\text{test}} / \sigma_B$ と梁曲げ降伏時せん断応力計算値 τ_{gy} / σ_B の関係を示す。これから τ_{gy} / σ_B が小さいと $(\tau_y)_{\text{test}} / \sigma_B$ は大きく、 τ_{gy} / σ_B が大きいと $(\tau_y)_{\text{test}} / \sigma_B$ とほぼ同じ値となる。以上から τ_y を以下の式で評価する

$$\tau_y / \sigma_B = 0.057 + 40.769 \cdot \tau_{gy} / \sigma_B \quad (5.4.3)$$

但し、 $\tau_y / \sigma_B \geq 0.15$

なお、降伏後の第3分枝剛性は解析の都合上、第2分枝剛性の1/1000とした。

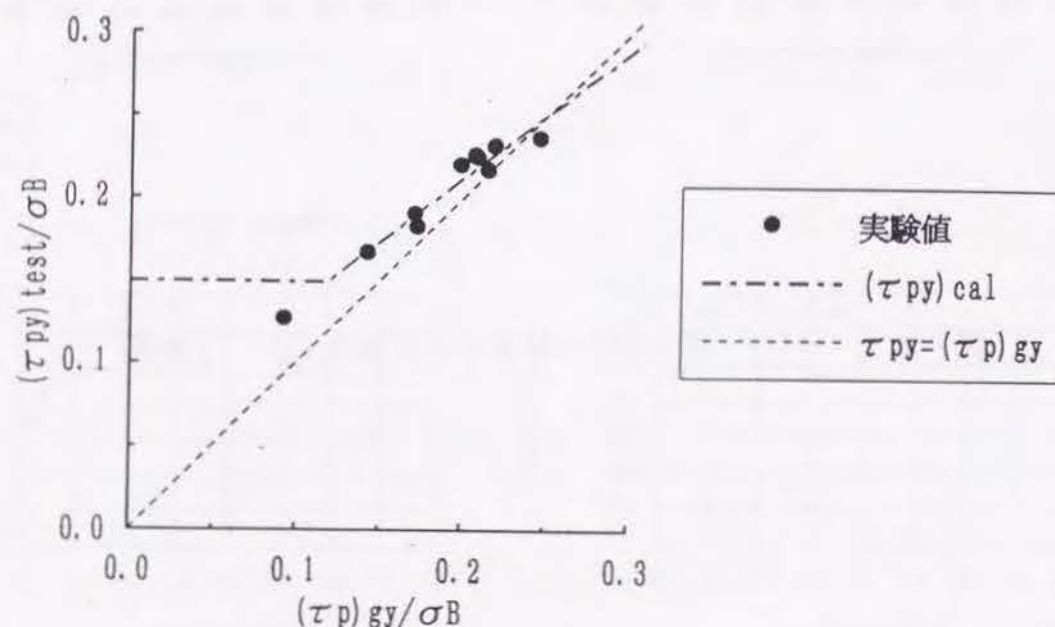


図-5.4.2 $(\tau_y)_{\text{test}} / \sigma_B$ と τ_{gy} / σ_B の関係

2) 履歴特性の設定

繰返しによる耐力低下を載荷剛性の低下として評価し、除荷剛性は武田モデル(参考文献20))を基にして以下の様にモデル化する。

(1) 載荷剛性

繰返しによる耐力低下を表すために載荷剛性の低下を図-5.4.3のように表す。この載荷剛性の低下が累積変形 $\sum \log(|\gamma_i|)$ と関連づけられると考え、実験結果のピーク時の変形 $|\gamma_i|$ の累積値 $\sum \log(|\gamma_i|)$ とピーク時の割線剛性 K_i の変化を各試験体について整理した。図-5.4.4に載荷サイクル1回目のピーク時の割線剛性 K_1 に対する各サイクルピーク時割線剛性 K_i の比 $k = K_i / K_1$ と各ピーク時の累積変形角 $\log(\sum |\gamma_i|)$ の関係を示す。この図から図-5.4.5に示すような関係式(5.4.4)を設定した。

$$\begin{aligned} \log(\sum |\gamma_i|) \leq 0.6 & \quad k = 1.0 \\ 0.6 < \log(\sum |\gamma_i|) \leq 2.0 & \quad k = 1.386 - 0.643 \cdot \log(\sum |\gamma_i|) \\ 2.0 < \log(\sum |\gamma_i|) & \quad k = 0.30 - 0.10 \cdot \log(\sum |\gamma_i|) \end{aligned} \quad (5.4.4)$$

$|\gamma_i|$: せん断変形角の絶対値 $\times 10^{-3} \text{ rad}$.

$k = K_i / K_1$: 割線剛性比

K_1 : 載荷サイクル1回目のピーク時の割線剛性

K_i : 各サイクルピーク時の割線剛性

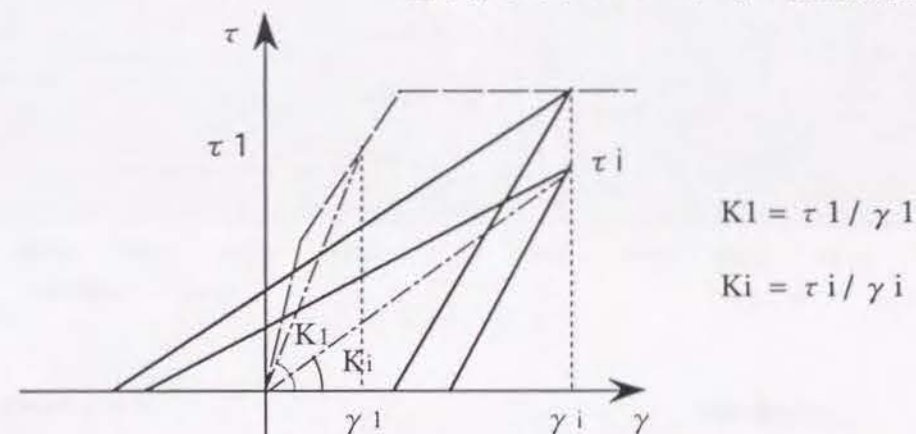


図-5.4.3 載荷剛性の低下

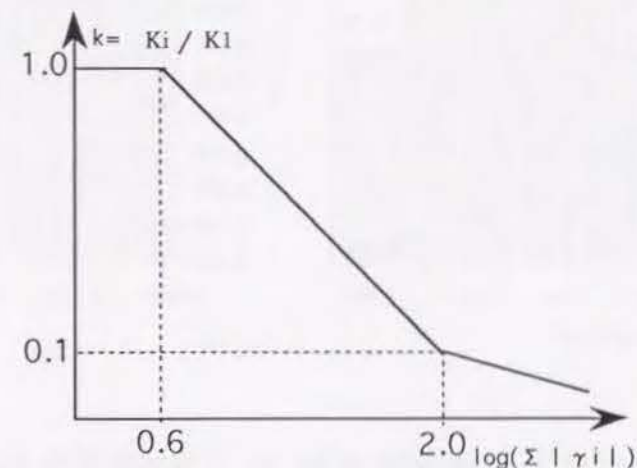
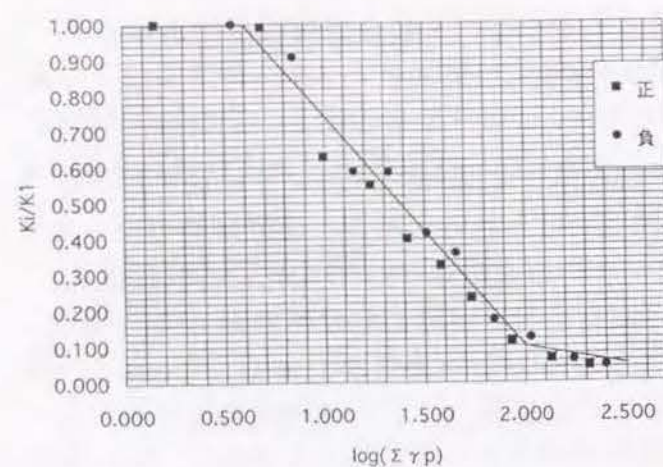
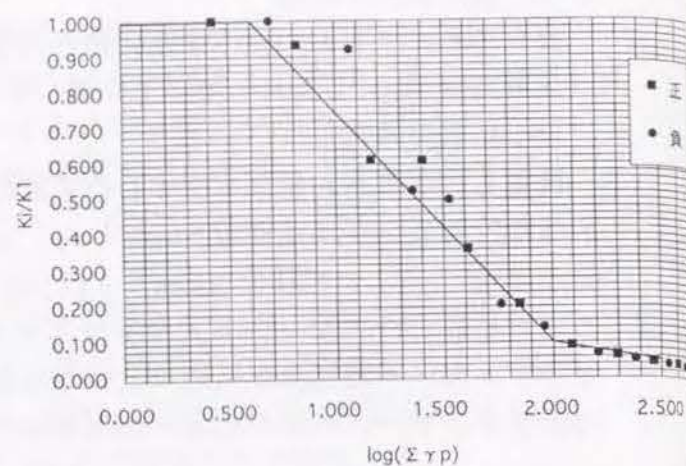


図-5.4.5 累積変形 $\sum \log(|\gamma_i|)$ と割線剛性比 $k = K_i / K_1$

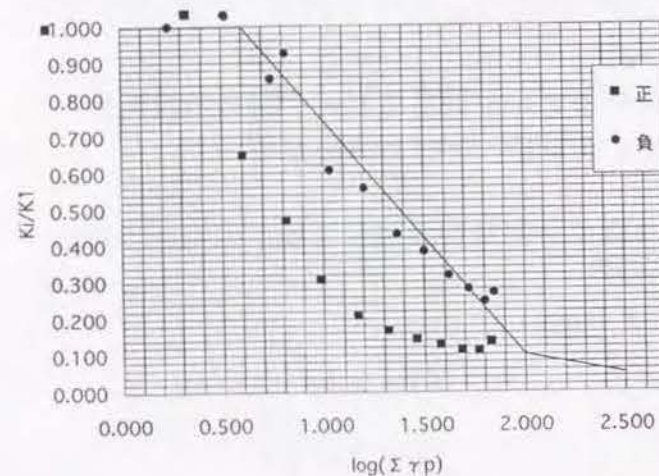
J11A再載荷剛性



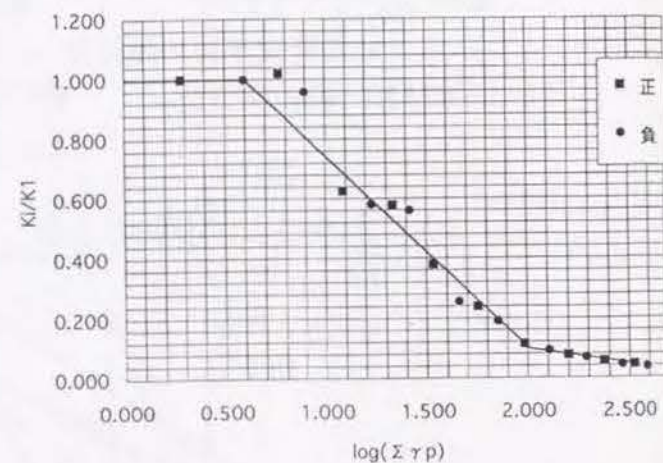
J11B再載荷剛性



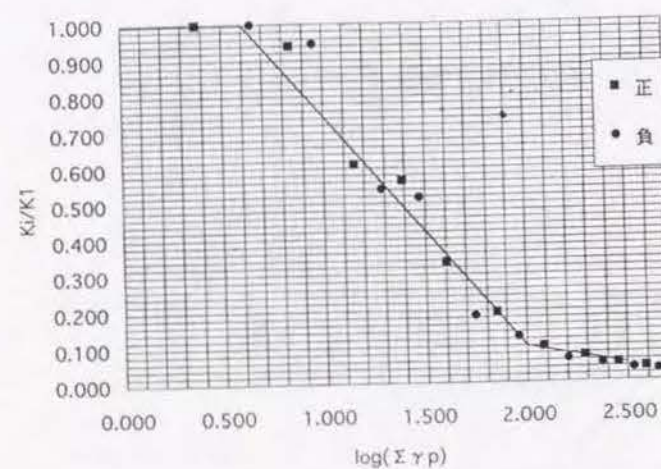
J11C再載荷剛性



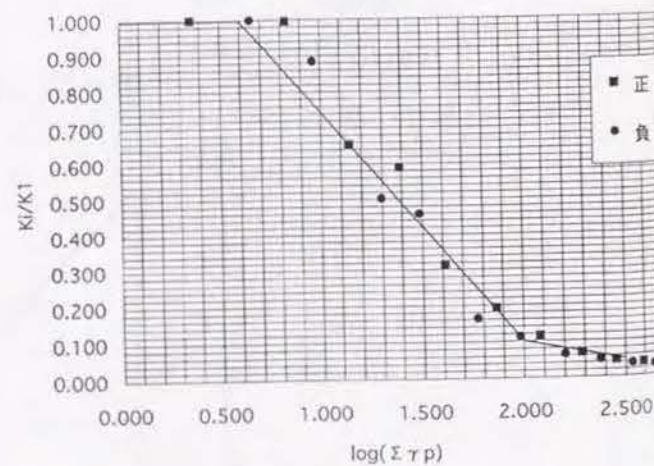
J12A再載荷剛性



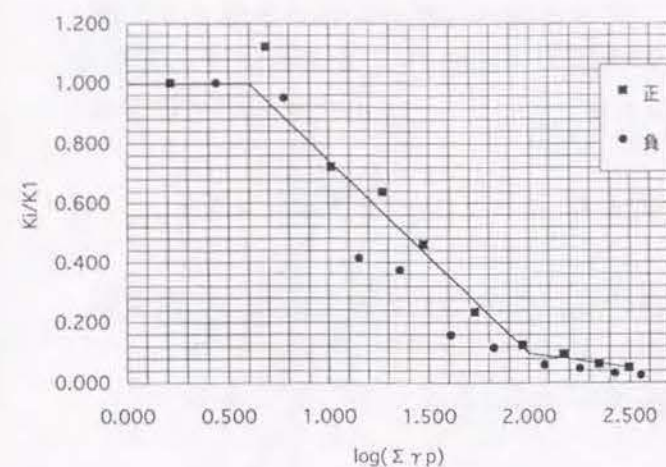
J12B再載荷剛性



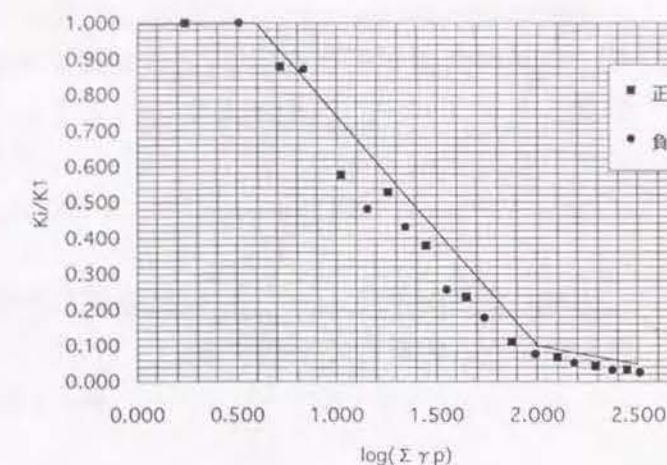
J12C再載荷剛性

図-5.4.4(1) 割線剛性比 K_i/K_1 と累積変形角 $\log(\Sigma \gamma_i)$ の関係

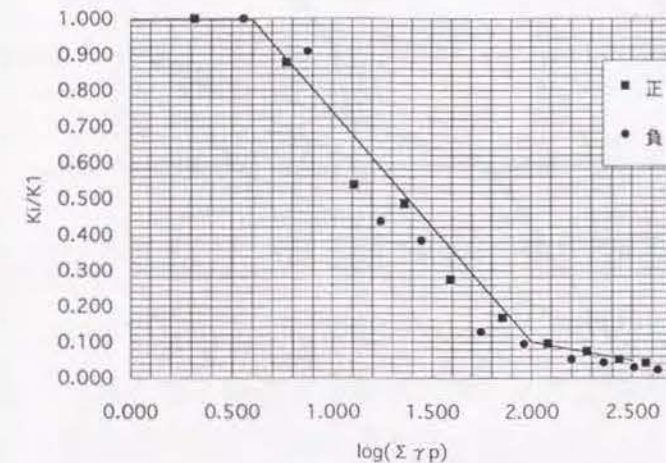
J31A再載荷剛性



J31B再載荷剛性



J32A再載荷剛性



J32B再載荷剛性

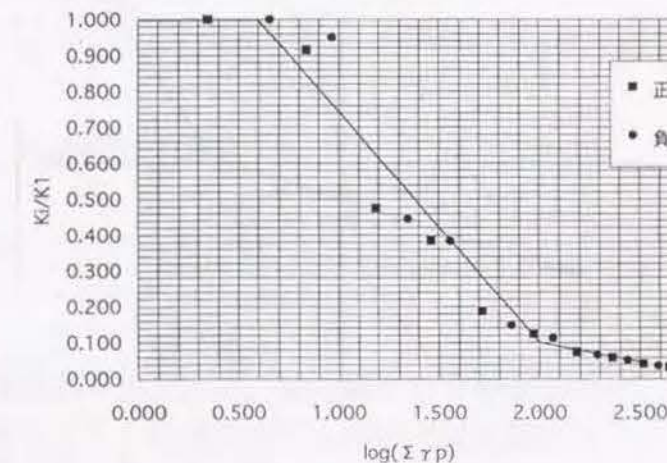
図-5.4.4(2) 割線剛性比 K_i/K_1 と累積変形角 $\log(\Sigma \gamma_i)$ の関係

図-5.4.6 に(5.4.4)式を用いて載荷剛性を低下し、耐力低下を予測する方法を示す。

正側のピーク (τ_{i1}, γ_{i1}) に到達した時点で、次の負側への載荷剛性を予測する。即ち、前回の負側ピーク変形 $\gamma_{(i-1)2}$ に到達する時の今回のせん断力 τ_{i2} を原時点での累積変形量 $\Sigma |\gamma_i|$ に $\gamma_{(i-1)2}$ を加えた $\log(\Sigma |\gamma_i| + |\gamma_{(i-1)2}|)$ から(5.4.4)式を用いて以下のよう求める。

$$\tau_{i2} = k \cdot K1 \cdot \gamma_{(i-1)2} \quad k \text{ は(5.4.4)式より } k = f[\log(\Sigma |\gamma_i| + |\gamma_{(i-1)2}|)]$$

同様に負側ピーク (τ_{i2}, γ_{i2}) に到達した時点では、次のサイクルの正側への載荷剛性を、 $\tau_{(i+1)1}$ を求めて予測する。

$$\tau_{(i+1)1} = k \cdot K1 \cdot \gamma_{i1} \quad k = f[\log(\Sigma |\gamma_i| + |\gamma_{i1}|)]$$

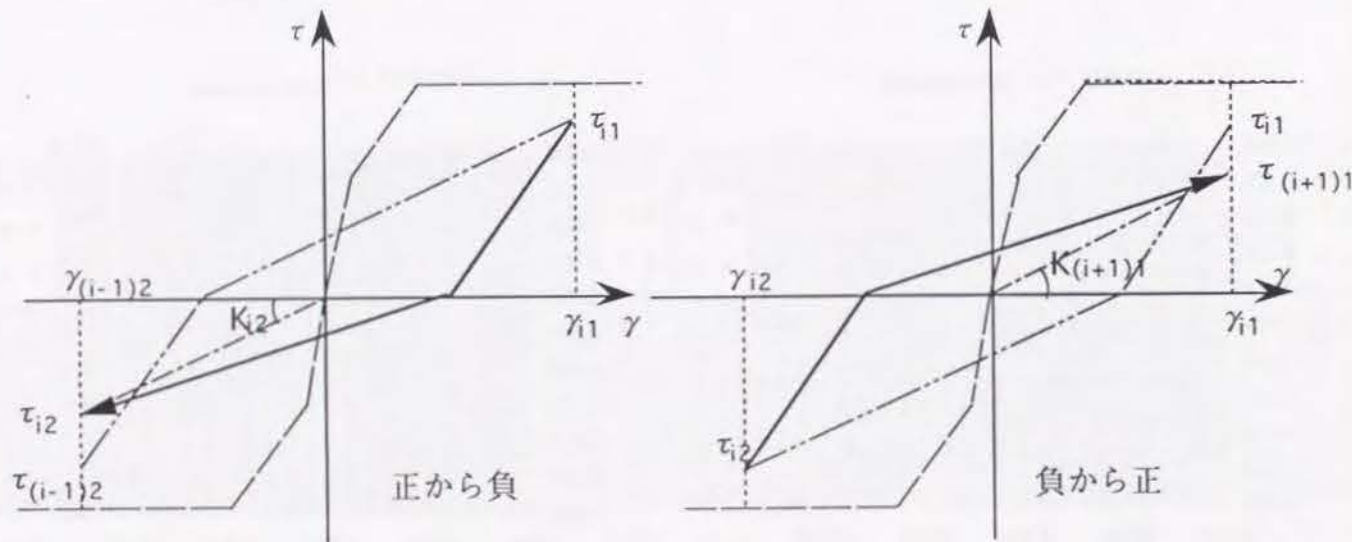


図-5.4.6 耐力低下予測の手順

(2) 除荷剛性

除荷剛性は図-5.4.7 に示す武田モデル(参考文献 20)) に従い、降伏前と降伏後を区別して以下のよう求める。

$$\begin{aligned} \text{降伏前除荷剛性} \quad K_u &= (\tau + \tau_{cr}) / (\gamma + \gamma_{cr}) & (5.4.5) \\ \tau_p &= \max(\tau_1, \tau_2) \quad \gamma_p = \max(\gamma_1, \gamma_2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{降伏後の除荷剛性} \quad K_u &= K_{yo} (\tau / \tau_y)^{-\beta} & (5.4.6) \\ K_{yo} &= (\tau_y + \tau_{cr}) / (\gamma_y + \gamma_{cr}) \\ \tau &= \max(\tau_1, \tau_2) \\ (\tau_1, \gamma_1) &\text{ は正方向ピーク時の絶対値} \\ (\tau_2, \gamma_2) &\text{ は負方向ピーク時の絶対値} \end{aligned}$$

降伏後の剛性低下率 β は実験結果から求めてその平均値を取ると $\beta=0.77$ となった。従って、ここでは β を 0.8 と設定した。

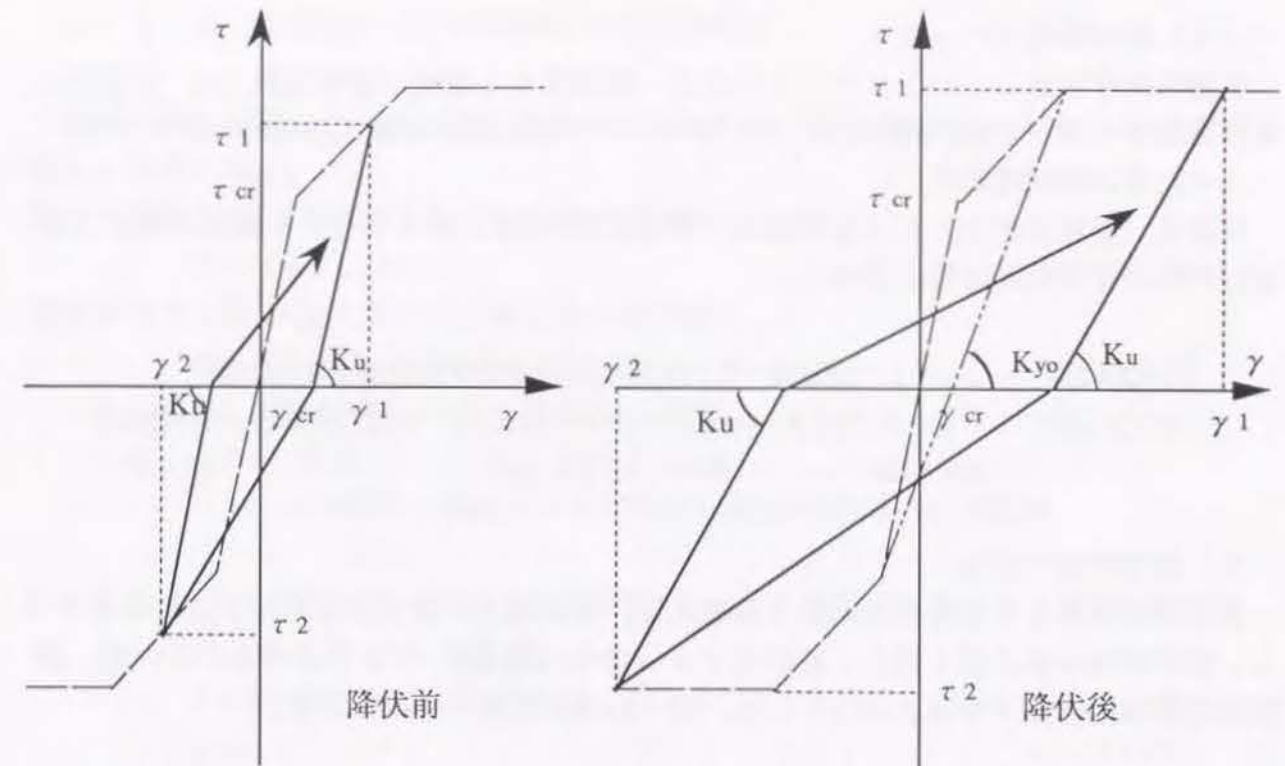


図-5.4.7 除荷剛性の算定

5.4.3 柱、梁の荷重Q-変形角R関係

1) スケルトンカーブの設定

接合部と同様にトリリニアの荷重変形角関係を設定する。梁の場合接合部からの抜け出しによる変形角も含んだものとして設定する。これは今回の実験では大部分の試験体で抜け出し変形が小さかったためである。

(1) 弾性剛性

弾性剛性は鉄筋を考慮した有効断面による曲げ剛性とせん断剛性により設定する。柱の弾性剛性算定式をを以下に示す。

$$\begin{aligned} K_e &= 1 / [(H - D_g)^2 / (24 E_c k_c) + \kappa (H - D_g) / (2 G_c A_c)] & (5.4.7) \\ k_c &= I_c / (H - D_g) \quad I_c: \text{主筋を考慮した断面2次モーメント} \quad H: \text{柱長} \\ A_c &: \text{柱の断面積} \quad \kappa: \text{形状係数 1.2} \\ E_c &: \text{コンクリートの弾性係数 } (\sigma_B/3 \text{ の割線剛性}) \\ G_c &: \text{コンクリートのせん断弾性係数 } E_c / [2(1 + \nu)] \end{aligned}$$

(2) 曲げひびわれ強度

曲げひびわれモーメント算定式は以下とする。

$$\begin{aligned} M_{cr} &= (1.8 \sqrt{\sigma_B + \sigma_0}) Z_e & (5.4.8) \\ Z_e &: \text{主筋を考慮した断面係数} \quad \sigma_B: \text{コンクリート強度} \quad \sigma_0: \text{軸力比} \end{aligned}$$

(3) 曲げ降伏モーメント

平面保持を仮定し、コンクリートの応力-歪関係を ϵ 関数 (参考文献 25)) に仮定し曲げ降伏モーメント M_y を求める。コンクリートの圧縮歪の最大値は 3×10^{-3} とする。

(4) 曲げ降伏時剛性

菅野式 (参考文献 7)) による剛性低下率 α_y を用いて、コンクリート断面のみによる曲げ剛性から降伏時剛性を求める。

$$\begin{aligned} M/(Qd) \leq 2 \quad & \alpha_y = \{-0.0836 + 0.159 M/(Qd) + 0.169 N/(BD \sigma_B)\} (d/D)^2 \\ M/(Qd) > 2 \quad & \alpha_y = \{0.043 + 1.64 n P_t + 0.043 M/(Qd) + 0.325 N/(BD \sigma_B)\} (d/D)^2 \\ & K_y = K_{eo} \alpha_y \quad K_{eo} = 12 E I_c / L^2 \end{aligned} \quad (5.4.9)$$

2) 履歴特性の設定

接合部とは異なり載荷剛性の低下は考えず、常に過去の最大点を指向するものとする。除荷剛性は接合部と同じく武田モデル (参考文献 20)) により求める。この際、降伏後の除荷剛性低下率は $\beta = 0.5$ とした。図-5.4.8に履歴ルールを示す。

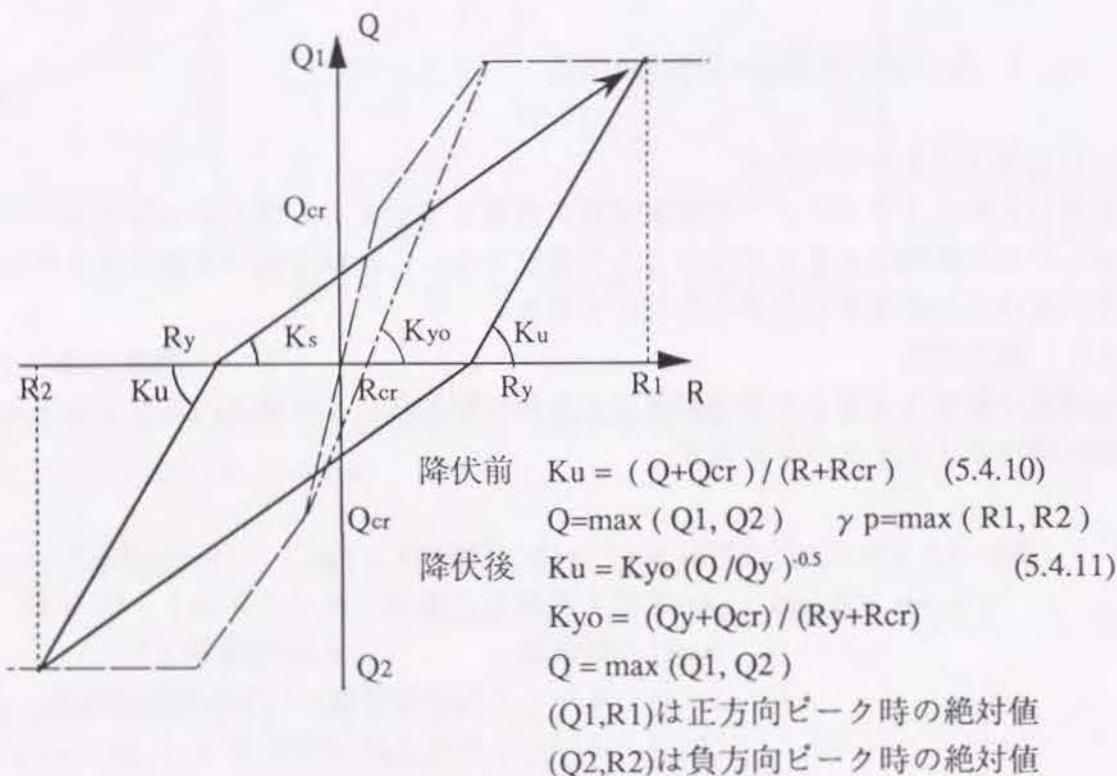


図-5.4.8 柱・梁の履歴特性

5.4.4 荷重 Q_b -変形角 R 関係の増分解析法

梁端の増分荷重を与えて、増分変形角を算定する。参考文献 10, 11) に従い以下の解析式により求める。

柱のせん断力 Q_c と梁のせん断力 Q_b との釣合式:

$$Q_c = Q_b \cdot L / H \quad (5.4.12)$$

接合部のせん断力 Q_p と梁のせん断力 Q_b の釣合式:

$$Q_p = Q_b \{ (L - D_c) / j_{aci} - L / H \} \quad (5.4.13)$$

ここに、 L : 梁スパン H : 柱高さ (階高)

D_c : 柱成

j_{aci} : ACI 規準の仮定による終局曲げ耐力時応力中心間距離

柱の変形 δ_c および接合部パネルのせん断変形 γ_p と、柱端回転角 θ および梁端回転角 θ' との適合条件 (図-5.4.10 参照)

$$\delta_c = \{ (H - j_{aci}) / 2 \} \theta + \{ j_{aci} / 2 \} \theta' \quad (5.4.14)$$

$$\gamma_p = \theta' - \theta \quad (5.4.15)$$

柱のせん断力 Q_c と変形 δ_c との関係式

$$Q_c = K_c \delta_c, \quad S_c = 1 / K_c \quad \text{とすると} \quad \delta_c = S_c Q_c \quad (5.4.16)$$

ここに、 K_c : 柱の剛性

(5.4.14) 式および (5.4.16) 式より、

$$Q_c = \{ (H - j_{aci}) / (2 S_c) \} \theta + \{ j_{aci} / (2 S_c) \} \theta' \quad (5.4.17)$$

接合部のせん断力 Q_p とせん断変形 γ_p との関係式

$$K_p \text{ を接合部の剛性とする} \quad Q_p = K_p \gamma_p \quad (5.4.18)$$

(5.4.15) 式および (5.4.18) 式より

$$Q_p = K_p (\theta' - \theta) \quad (5.4.19)$$

(5.4.17) 式および (5.4.19) 式を θ 、 θ' について解くと

$$\begin{bmatrix} \theta \\ \theta' \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2 S_c / H & -j_{aci} / (K_p \cdot H) \\ 2 S_c / H & (H - j_{aci}) / (K_p \cdot H) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_c \\ Q_p \end{bmatrix} \quad (5.4.20)$$

梁のせん断力 Q_b と変形 δ_b との関係式

$$K_b \text{ を梁の剛性とする} \quad \delta_b = Q_b / K_b \quad (5.4.21)$$

(5.4.20) 式から θ 、 θ' (5.4.21) 式より δ_b を求めると層間の変形角 R は

$$R = \{ (L - D_c) / L \} \{ \delta_b / (L/2) \} + \theta + \{ (L - D_c) / L \} (\theta - \theta') \quad (5.4.22)$$

となる。

以上より増分の梁端荷重 ΔQ_b を与え変形角の増分 ΔR を求める。

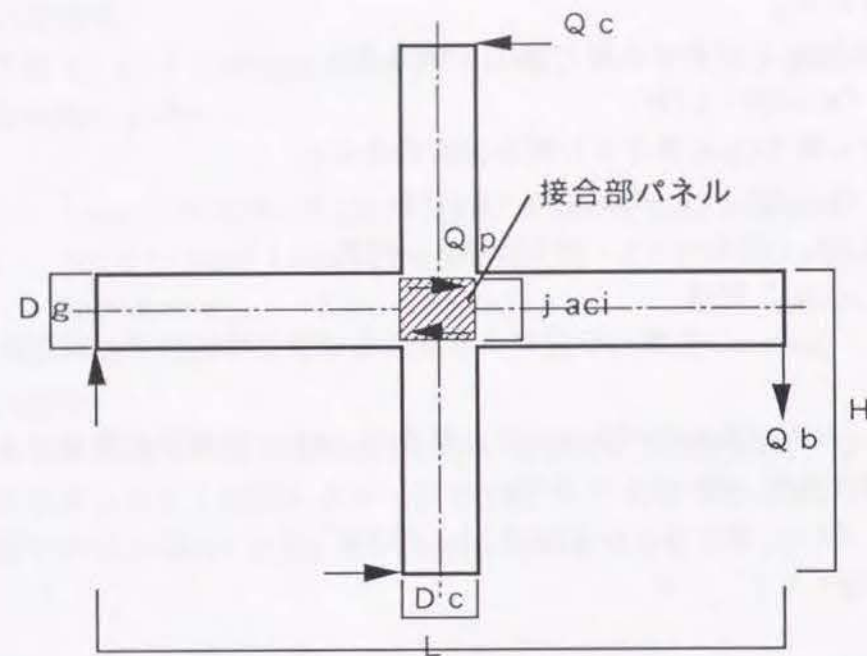


図-5.4.9 接合部パネルの定義

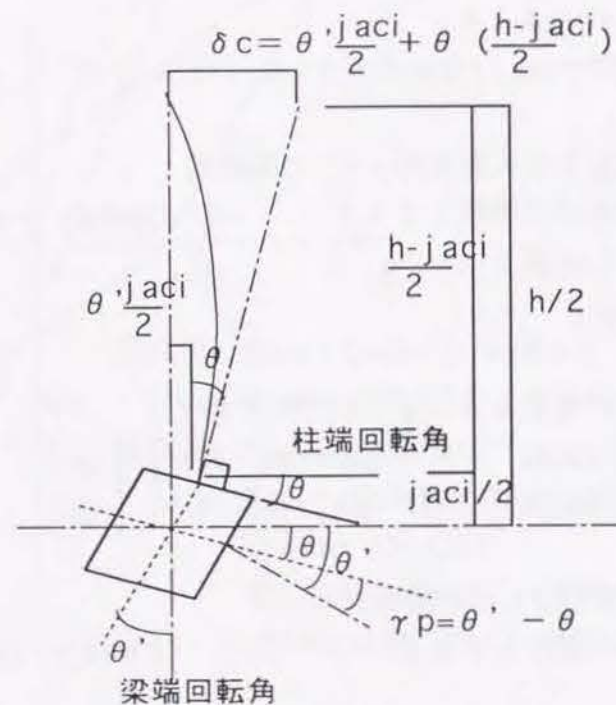


図-5.4.10 柱および接合部パネルの変形

図-5.4.11に梁端荷重 Q_b —層間変形角 R 関係、図-5.4.12に接合部の荷重 Q_p —せん断変形角 γ_p 関係、図-5.4.13に梁の荷重 Q_b —部材角 R_g 関係、図-5.4.14に各サイクル毎の変形分担比率、図-5.4.15に等価粘性減衰定数 heq の推移をそれぞれ実験結果と計算結果を対比して代表例について示す。なお、梁の荷重 Q_b —部材角 R_g 関係の実験結果は梁主筋の接合部内からの抜け出し変形を含んだものを示す。

図-5.4.11～5.4.13に示す各荷重—変形角関係からは梁の劣化が支配的なJ11Cでは、実験結果と同じく接合部は降伏せず、梁の変形のみが進展している様子が計算結果にも現われている。接合部の劣化が最も激しかったJ32Bでは接合部が急激に耐力低下し、梁の変形がほとんど進展していないことを計算結果も表現している。

図-5.4.14は各サイクル毎の変形分担比率を示しているが、実験結果の梁と抜け出し成分の合計を梁の変形成分とみると、計算結果の傾向は実験結果と良く一致していると言える。

図-5.4.15の等価粘性減衰定数 heq の推移では計算結果は実験結果に比べて同一変形での繰返し時の低下の傾向が小さい。また実験値が5サイクル目以降ほぼ一定値であるのに対して計算値は上昇傾向にあること。接合部の劣化が支配的なJ31、J32シリーズでは計算値の絶対値が小さいこと。J12シリーズ間での比較では試験体間の大小関係が一致していないなどの違いがある。計算では載荷時、除荷時ともにピーク点間を直線で表現しているが実験では膨らみのある曲線であるためエネルギー吸収面積が異なるため計算値との差がでたと考えられる。

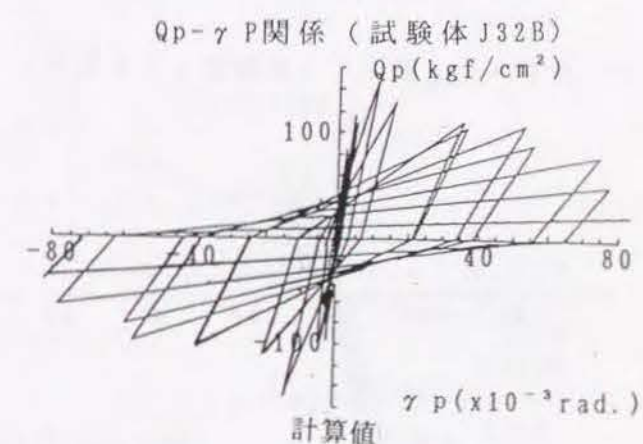
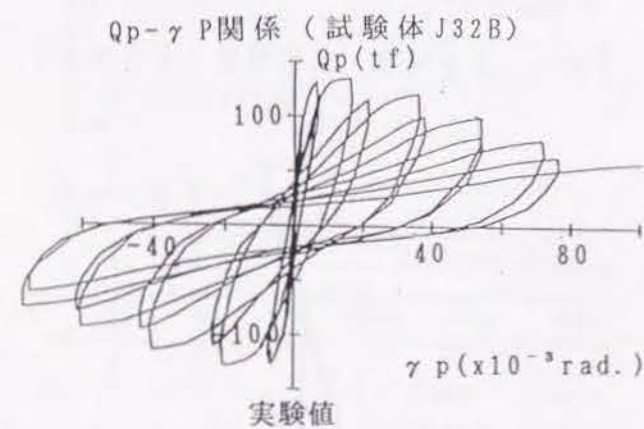
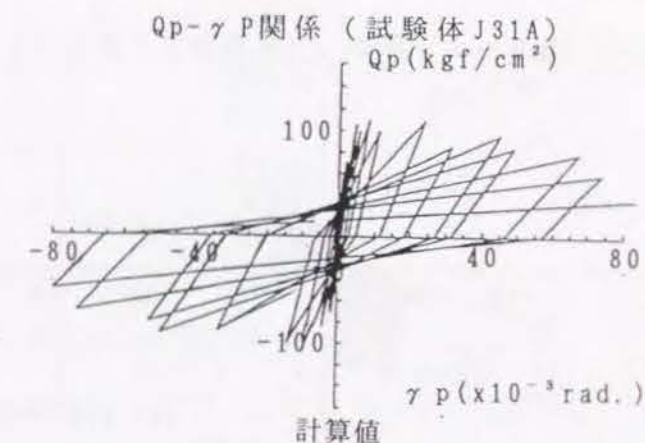
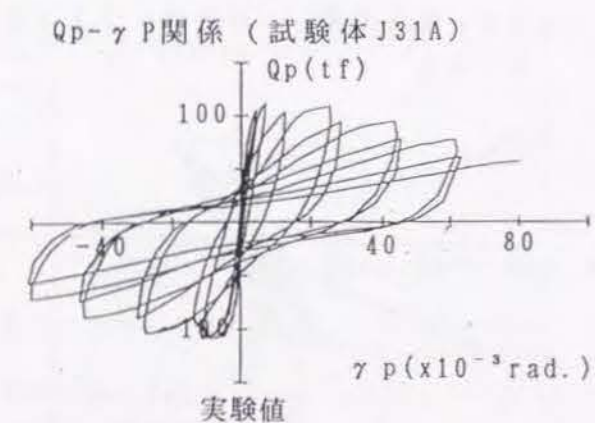
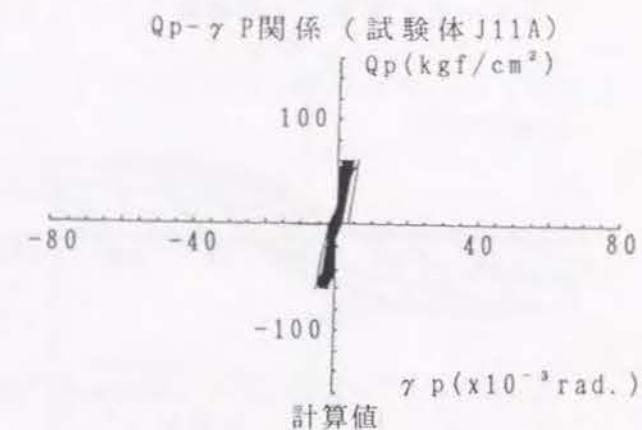
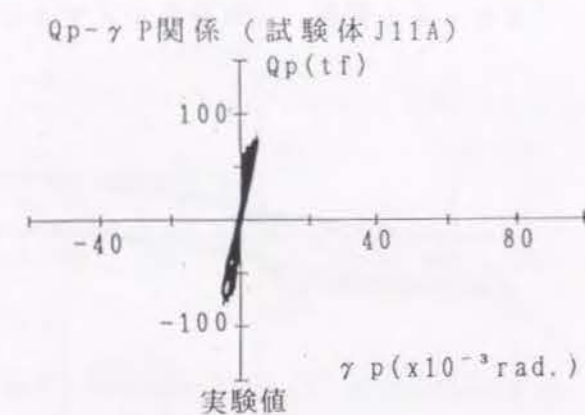
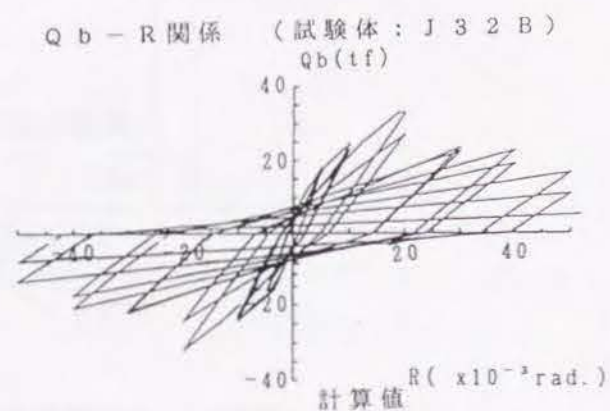
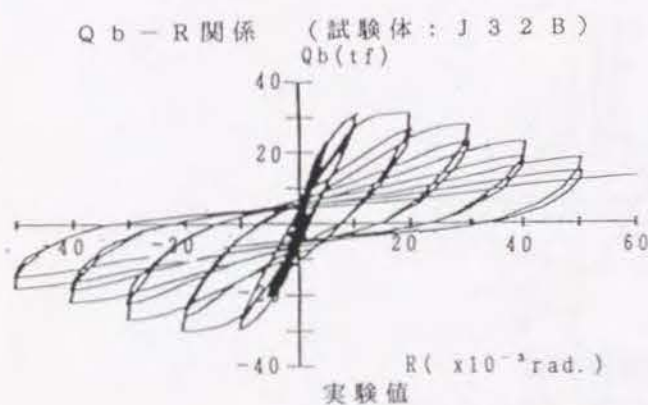
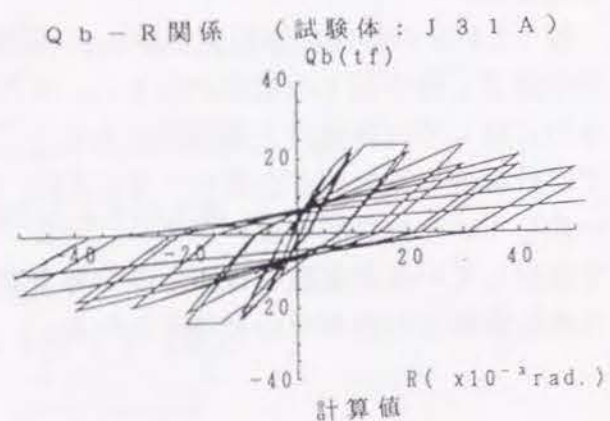
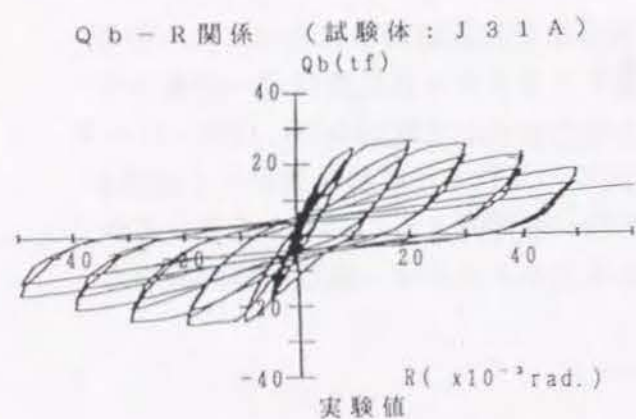
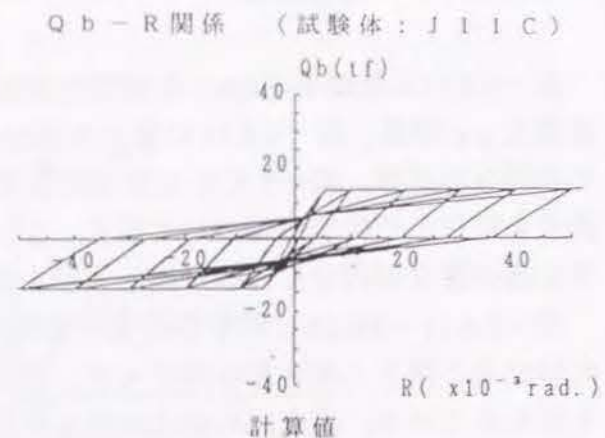
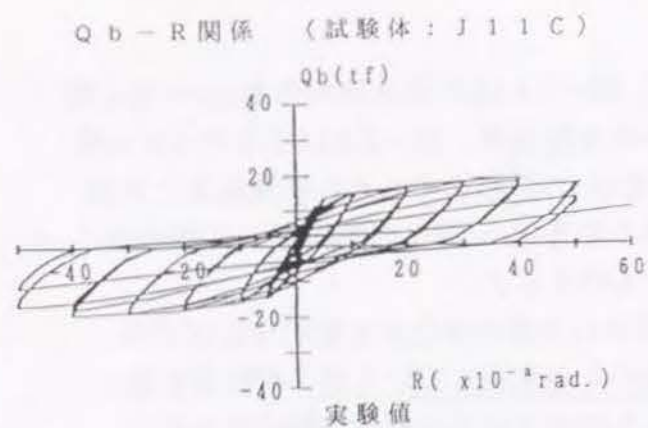


図-5. 4. 11 梁端荷重Qb-層間変形角R 関係の比較

図-5. 4. 12 接合部のせん断力Qp-せん断変形角γp 関係の比較

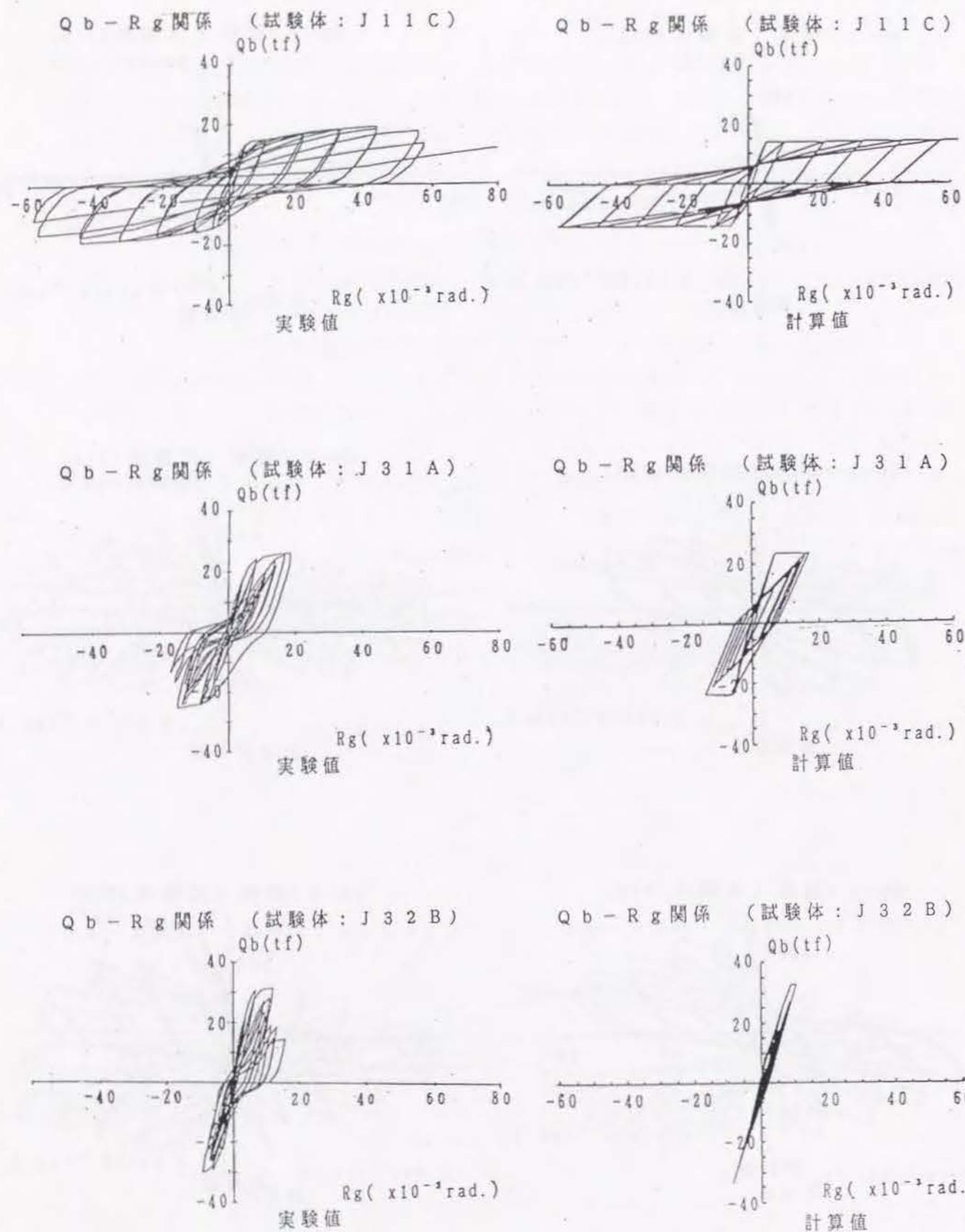


図-5. 4. 13 梁の荷重Qb-部材角Rg 関係の比較

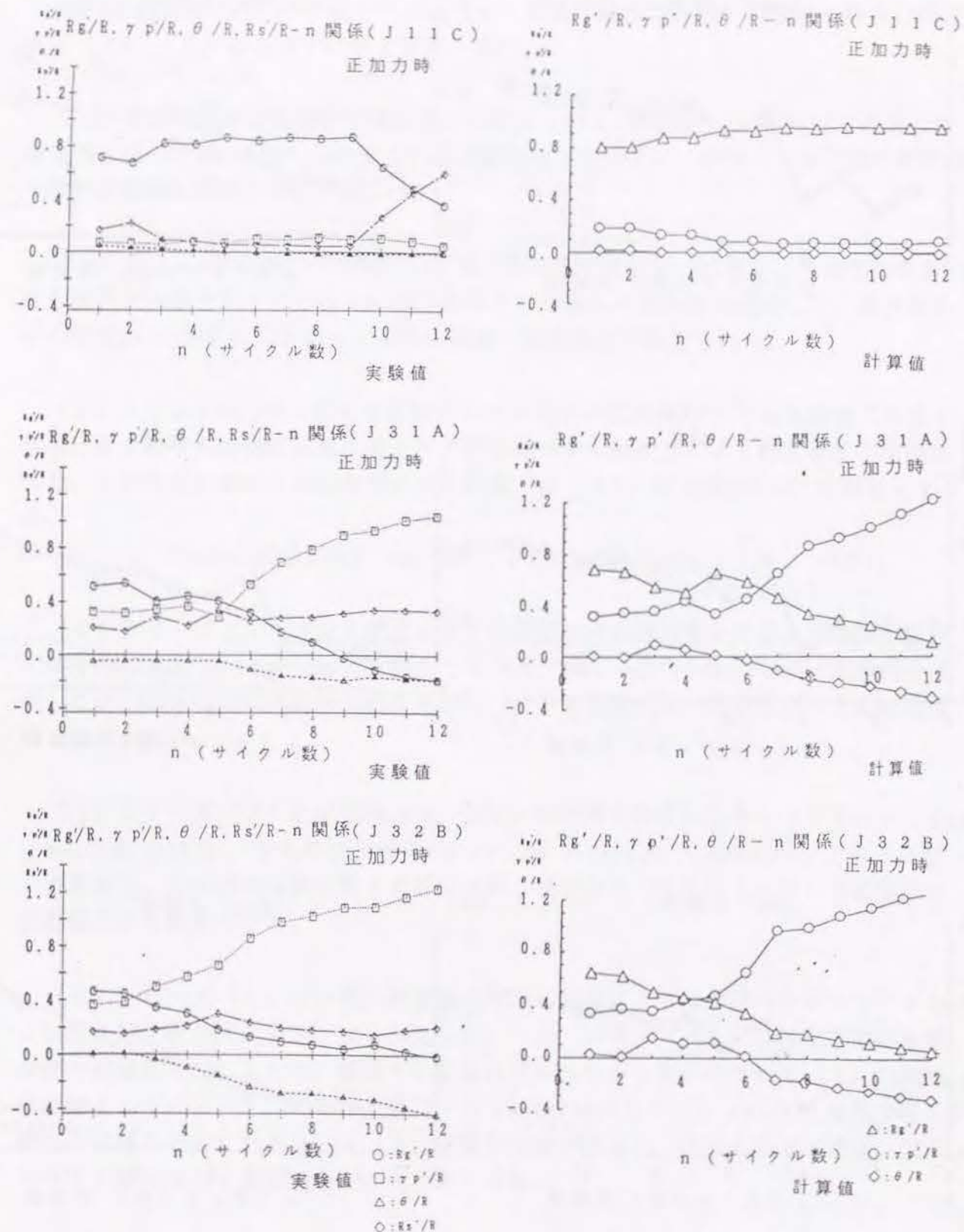


図-5. 4. 14 変形分担比率推移の比較

5.5 まとめ

高層RC造建物の内柱の骨組をモデル化し、梁曲げ降伏先行型十字骨組の繰返し載荷実験(1)、(2)から以下に示す知見を得た。

(1) 梁曲げ耐力計算値時の接合部せん断力 τ_j / σ_B を0.09~0.25の範囲で繰返し載荷実験を行ったが、 τ_j / σ_B が大きいほど耐力低下の大きい、かつスリップ型の荷重Qb-層間変形角R 関係を示した。

(2) τ_j / σ_B が0.093の試験体J11Cは、梁の曲げ降伏後の劣化により全体の荷重-変形関係が決定される。 $\tau_j / \sigma_B = 0.142$ 以上では最大荷重以後の繰返しで、接合部のせん断変形 γ_p が支配的となって全体の荷重-変形関係が決定された。

(3) τ_j / σ_B が0.246と最もせん断力レベル大きい試験体J32Bでは実験最大荷重が梁曲げ耐力時せん断力計算値に達せず、接合部のせん断耐力により最大強度が決定された。この実験結果からは接合部のせん断強度は(5.3.1)式(文献17))により評価できる。

$$V_{ju2} = (0.12 \sigma_B + 60) \cdot b_a \cdot D_c \quad \sigma_B \geq 360 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.3.1)$$

(4) シリーズ(1)では上村式により接合部のせん断強度を得よう高強度鉄筋により $P_w \sigma_{wy}$ を 66.1 kgf/cm^2 と配筋したものと、 $P_w \sigma_{wy}$ が 17.9 kgf/cm^2 の試験体を比較したが、両者は同程度の最大強度を示し、せん断強度には一定量以上のせん断補強筋は効果がない。

(5) シリーズ(2)の試験体J12CとJ32Aは同程度のせん断力レベルであり($\tau_j / \sigma_B = 0.212, 0.215$)、せん断補強筋量は $P_w \sigma_{wy}$ が 45 kgf/cm^2 と 62 kgf/cm^2 であったが、限界変形、等価粘性減衰定数ともにはほぼ同じ値であり一定量以上のせん断補強筋は変形能力にも効果がない。

(6) シリーズ(1)では最大荷重後の繰返し載荷により接合部のコンクリートおよび柱主筋が横方向に大きくはらみ出した。一方、シリーズ(2)は直交方向にも接合部の補強筋を配したため、横はらみ変形は見られなかった。シリーズ(2)の試験体J32Bとシリーズ(1)の各試験体は τ_j / σ_B はほぼ同じで $\tau_j / \sigma_B = 0.25$ 程度であるが横方向にはらみ出したシリーズ(1)は限界変形が小さく、直交方向補強筋はコンクリートを横拘束して変形能力上は効果的である。

(7) τ_j / σ_B と限界変形角 R_u との相関は高く、 $\tau_j / \sigma_B \leq 0.1$ では接合部が劣化せず、梁の変形能力で限界変形が決定する。 $0.1 < \tau_j / \sigma_B \leq 0.2$ では接合部の劣化で限界変形が決定し $R_u = 40 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 程度、 $0.2 < \tau_j / \sigma_B \leq 0.25$ では $R_u = 30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 程度になると言える。限界変形角 R_u の τ_j / σ_B 、 $\tau_f / \sqrt{\sigma_B}$ 、 $N_b / (B D \sigma_B)$ との相関を検討した結

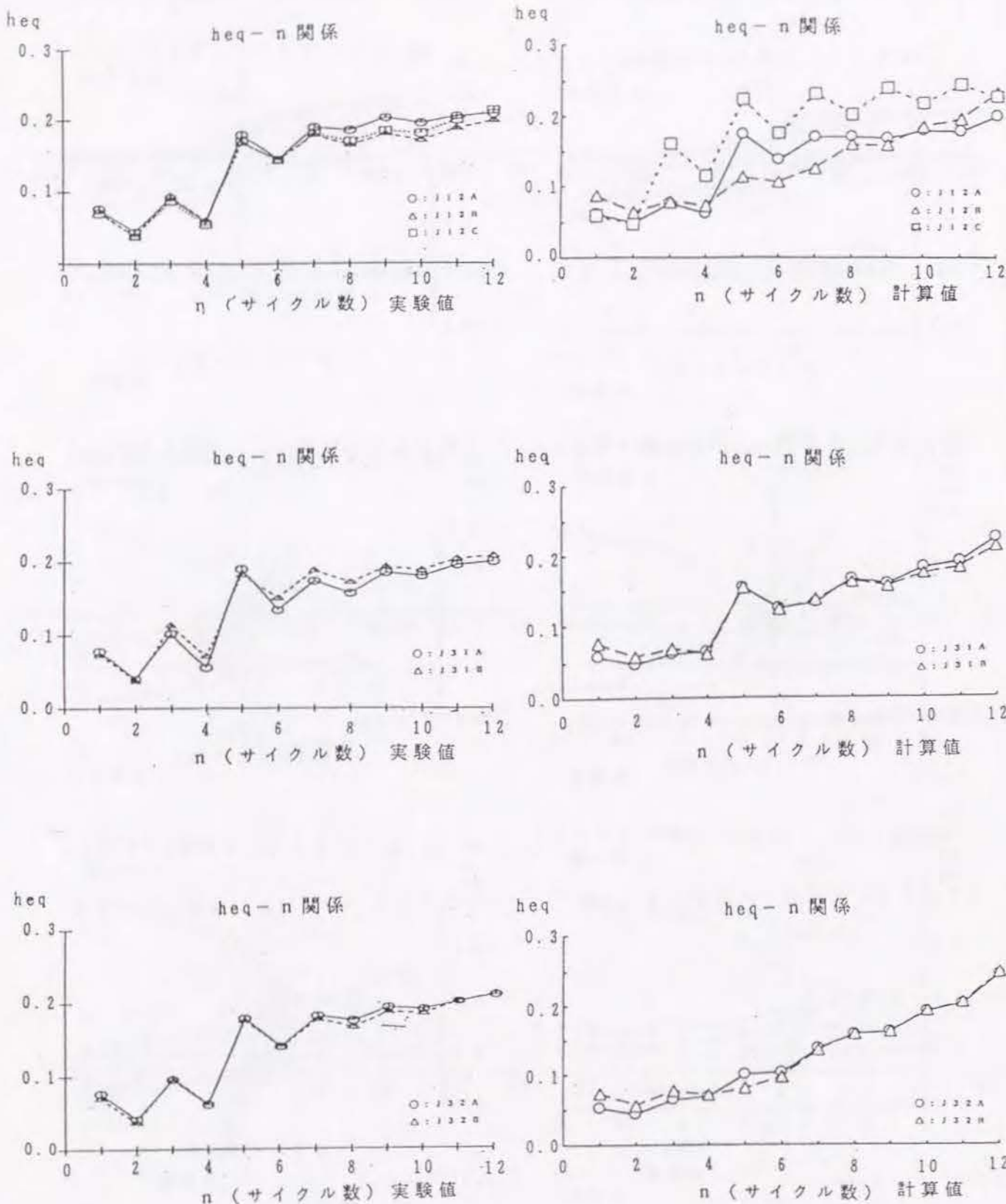


図-5.4.15 等価粘性減衰定数推移の比較

果(5.3.2)式の回帰式を得た。本実験の範囲内では τ_j/σ_B 、 $\tau_f/\sqrt{\sigma_B}$ により限界変形角 R_u を精度よく評価できる。

$$R_u = 50.6 + 3.8(\tau_f/\sqrt{\sigma_B}) - 169.0(\tau_j/\sigma_B) \times 10^{-3} \text{rad.} \quad (5.3.2)$$

(8) $R = 20 \times 10^{-3} \text{rad.}$ の繰返し2回目の等価粘性減衰定数 heq を比較すると梁曲げ破壊型の試験体J11Cのみ $heq=0.20$ 、その他は $heq=0.14 \sim 0.16$ 程度であった。これは文献18)の $\tau_f/\sqrt{\sigma_B}$ との回帰式ともほぼ一致しているが、 τ_j/σ_B との相関が比較的高く、 τ_j/σ_B 、 $\tau_f/\sqrt{\sigma_B}$ を変数とした等価粘性減衰定数 heq の回帰式(5.3.3)式を得た。

$$heq = 0.25 - 0.008(\tau_f/\sqrt{\sigma_B}) - 0.355(\tau_j/\sigma_B) \quad (5.3.3)$$

(9) シリーズ(2)で実験変数にえらんだ梁の軸力は今回の実験では変形性能(R_u 、 heq)に与える影響は見られなかった。梁の軸力の影響が見られた、文献16)の実験との相違は接合部の形状(外柱接合部と中柱接合部)、軸力の与えかた(ボンドとアンボンド、接合部に定着と接合部貫通)に見られるが、その原因は今回の実験では明確ではなかった。

(10) 接合部のせん断力 τ_p —せん断変形 γ_p 関係を本実験よりモデル化して、十字骨組の荷重—層間変形角関係を解析により求めた。接合部の処女載荷曲線および履歴法則を以下のように設定した。

処女載荷曲線上の降伏強度 τ_y は、梁曲げ降伏後の繰返し載荷により、接合部の変形が増加する実験結果より、梁曲げ降伏時せん断力 τ_{gy} に応じて決定されると仮定して τ_y の回帰式(5.4.3)を求めて設定した。

$$\tau_y/\sigma_B = 0.057 + 40.769 \cdot \tau_{gy}/\sigma_B \quad (5.4.3)$$

但し、 $\tau_y/\sigma_B \geq 0.15$

履歴法則については除荷時剛性は武田モデルを基本とし、実験結果より $\beta = 0.8$ とした。載荷剛性が累積変形 $\log(\sum \gamma_i)$ に応じて低下するモデルとして、(5.4.4)式により繰返しによる剛性低下を評価した。

$$\begin{aligned} \log(\sum |\gamma_i|) \leq 0.6 & \quad k = 1.0 \\ 0.6 < \log(\sum |\gamma_i|) \leq 2.0 & \quad k = 1.386 - 0.643 \cdot \log(\sum |\gamma_i|) \\ 2.0 < \log(\sum |\gamma_i|) & \quad k = 0.30 - 0.10 \cdot \log(\sum |\gamma_i|) \end{aligned} \quad (5.4.4)$$

$|\gamma_i|$: せん断変形角の絶対値 $\times 10^{-3} \text{rad.}$

$k = K_i/K_1$: 割線剛性比 K_1 : 載荷サイクル1回目のピーク時の割線剛性
 K_i : 各サイクルピーク時の割線剛性

梁柱は既往の方法によりモデル化したが、梁主筋の抜け出し変形はここではモデル化せず、梁の変形に含まれるとした。

解析結果は、荷重—変形関係の実験結果をおおむね表すことができた。

第6章 設計法の提案

6.1 はじめに

本研究が対象とする20~30階程度でコンクリート強度は上限を $F_c 500 \text{kgf/cm}^2$ 程度とする規模の純ラーメン構造の高層RC造設計法について、従来の設計法に加えて、本研究で得られた知見を取り込み、以下にまとめて提案する。提案する内容は、梁、柱、接合部の部材設計法に限定する。

なお、部材設計の原則は、骨組の終局状態が全体崩壊形となるように、1階柱脚と最上階柱頭および引張側柱を除いて梁端に曲げ降伏ヒンジを生じる崩壊メカニズムを形成するものとし、ヒンジ部分および接合部に所要の変形能力を与えることを目的とする。

6.2 梁の設計

6.2.1 曲げ設計

曲げ耐力の算定は、e関数法あるいは参考文献23)に示す略算式により求める。この際、梁主筋の降伏強度はその変動を考慮し、文献5)に示す信頼強度、即ち規格降伏点強度を採用する。

引張鉄筋量 P_t の上限は、せん断、付着設計を満足する前提で特に設けない。

6.2.2 せん断設計

せん断強度 Q_{su} は以下を満足する。

$$Q_{su} \geq 1.25 Q_{mu} + Q_L \quad Q_{mu}: \text{曲げ降伏時せん断力} \quad Q_L: \text{長期荷重時せん断力} \quad (6.2.1)$$

梁端ヒンジ領域では、せん断強度 Q_{su} は文献5)に示す必要塑性回転角 R_p に応じて以下の式で算定する。

$$Q_{su} = b J_t P_w \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D \nu \sigma_B / 2 \quad (6.2.2)$$

$$\tan \theta = \{ \sqrt{[(L/D)^2 + 1]} - L/D \} \quad \beta = \{ (1 + \cot^2 \phi') P_w \sigma_{wy} \} / (\nu \sigma_B)$$

$$\nu_0 = 0.7 - \sigma_B / 2000$$

$$\nu = (1.0 - 15 R_p) \nu_0 \quad 0 < R_p \leq 0.05$$

$$\nu = 0.25 \nu_0 \quad 0.05 < R_p$$

$$\cot \phi = \min \{ \cot \phi_1, \cot \phi_2, \cot \phi_3 \}$$

$$\cot \phi' = \min \{ \cot \phi_4, \cot \phi_2, \cot \phi_3 \}$$

$$\cot \phi_1 = 2.0 - 50 R_p \quad 0 < R_p \leq 0.02$$

$$\cot \phi_1 = 1.0 \quad 0.02 < R_p$$

$$\cot \phi_2 = j_t / (D \tan \theta)$$

$$\cot \phi_3 = \sqrt{[\nu \sigma_B / (P_w \sigma_{wy}) - 1.0]}$$

$$\cot \phi_4 = 2.0$$

$P_w \sigma_{wy}$: 材端部せん断補強筋量 但し $P_w \sigma_{wy} \leq \nu \sigma_B / 2, \sigma_{wy} \leq 25 \sigma_B$

σ_B : コンクリート強度 b : 梁幅 D : 梁成 L : 内法スパン

J_t : 梁上下主筋重心間距離

但し、(6.2.2)は安全側の算定となるため、以下の実験式により、必要限界変形角 Ru に応じた、せん断補強量 $Pw \sigma_{wy}$ としてもよい。

$$Pw \sigma_{wy} = (\Delta Pw \sigma_{wy})e + (Pw \sigma_{wy})f$$

$$(\Delta Pw \sigma_{wy})e = (Ru - 25 Fc / 300) / (\eta_1 \eta_2) \quad (6.2.3)$$

$(Pw \sigma_{wy})f$: 曲げ降伏を保证する補強量 (3.5.2)式

Ru : 必要限界変形角 $\times 10^{-3} \text{rad}$.

Fc : コンクリート設計基準強度 kgf/cm^2

$\eta_1 \eta_2$: 鉄筋有効係数 (3.5.3)式

本式の適用範囲は コンクリート設計基準強度 $270 \leq Fc \leq 500 \text{kgf/cm}^2$

せん断スパン比 $1.5 \leq M/QD$

付着割裂破壊は生じない

Qmu を1.25倍とするのは、 Qmu が曲げ耐力算定時に梁主筋に信頼強度を用いている場合に、上限強度に達しても安全とするためである。梁端ヒンジ領域の範囲は、安全側を考え、梁成の1.5倍とする。

ヒンジ領域外の中央部分に対して、 Qsu は文献5)のヒンジ域外の算定法による。即ち(6.2.2)式を用い、 ν 、 β は中央部と同じ値とし第1項の $\cot \phi$ は $\min\{\cot \phi_1, \cot \phi_2, \cot \phi_3\}$ とする。但し、本設計式は安全側の算定である。実験結果では設計式の70%程度の耐力があれば中央部での劣化は生じない。

6. 2. 3 付着設計

付着割裂破壊の防止のために、文献5)に基づき主筋の並びおよびせん断補強筋量を算定する。

$$\tau_{bu} \geq 1.25 \tau_f \quad (6.2.4)$$

τ_f : 付着応力 τ_{bu} : 付着強度 (参考文献5)による)

付着応力は通し筋に対しては

$$\tau_f = \Delta \sigma db / (4(L-d))$$

$$\Delta \sigma = 2 \cdot \sigma_{yu}$$

σ_{yu} : 梁主筋信頼強度

L : 内のりスパン d : 梁有効成 db : 主筋径

カットオフ筋に対しては

$$\tau_f = \Delta \sigma db / (4(L_0 - d/2))$$

$$\Delta \sigma = \sigma_{yu}$$

L_0 : カットオフ筋の長さ

カットオフ筋については材端が降伏し、他端は応力がゼロとして算定した。付着強度 τ_{bu} は文献5)に従うが、せん断補強量は、少ない中央部の Pw を用いる。なお、安全率1.25は梁主筋の上限強度と信頼強度の比である。

6. 2. 4 配筋規定

せん断補強筋は材端ヒンジ領域(1.5D)では高強度せん断補強筋を溶接閉鎖型で用い、中子筋を有するダブル巻にて配筋し200mmピッチ以下を目安とする。ヒンジ領域外では普通強度のせん断補強筋でもよい。

6. 2. 5 その他

荷重 Qb 一部材角 R 関係において、一般に使用されている菅野式(参考文献7)による降伏時剛性低下率 α_y は高層RC造を対象とした本研究の実験との比較では低下率としては大きめの値であること、特にせん断スパン比が $M/QD \geq 2.0$ ではその差が大きい。またせん断スパン比が $M/QD < 2.0$ 以下では曲げ破壊型であっても荷重 Qb 一部材角 R 関係はスリップ型を示す。以上のことを弾塑性解析時および地震応答解析の際の履歴ルールのモデル化においては考慮する必要がある。

6. 3 柱の設計

6. 3. 1 曲げ設計

梁の曲げ設計と同様e関数法あるいは略算式により曲げ耐力を算定する。この際、梁主筋の降伏強度はその変動を考慮し、文献5)に示す信頼強度、即ち規格降伏点強度を採用する。梁降伏の崩壊メカニズムを満足するために、1階柱脚、最上階柱頭を除いて接点回りの柱の梁に対する曲げ耐力比を以下とする。

$$\Sigma cMmu \geq 1.50 \Sigma bMmu \quad (6.3.1)$$

$\Sigma cMmu$: 柱曲げ耐力の合計 (上、下柱)

$\Sigma bMmu$: 梁曲げ耐力の合計 (左、右梁)

曲げ耐力比の安全率を1.50としたのは、梁主筋の上限強度と信頼強度の差を考慮する1.25と共に、高次モードや2方向入力を考え、梁降伏を確実にするため、さらに1.20の安全率を取ったものである。

6. 3. 2 せん断設計

せん断強度 Qsu は参考文献5)に従い求め、以下の式を満足する様に設計する。

$$Qsu \geq 1.50 Qmu + QL \quad Qmu: \text{崩壊メカニズム時せん断力} \quad (6.3.2)$$

QL : 長期荷重時せん断力

$$Qsu = b Jt Pw \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) bc Dc \nu \sigma B / 2 \quad (6.3.3)$$

$$\tan \theta = \{ \sqrt{[(H/Dc)^2 + 1]} - H/Dc \} \quad \beta = \{(1 + \cot^2 \phi) Pw \sigma_{wy}\} / (\nu \sigma B)$$

$$\nu o = 0.7 - \sigma B / 2000$$

$$\nu = (1.0 - 15Rp) \nu o \quad 0 < Rp \leq 0.05$$

$$\nu = 0.25 \nu o \quad 0.05 < Rp$$

$$\begin{aligned}\cot \phi &= \min \{ \cot \phi_1, \cot \phi_2, \cot \phi_3 \} & \cot \phi_1 &= 2.0 - 50R_p & 0 < R_p \leq 0.02 \\ \cot \phi &= \min \{ \cot \phi_4, \cot \phi_2, \cot \phi_3 \} & \cot \phi_1 &= 1.0 & 0.02 < R_p \\ & & \cot \phi_2 &= j_t / (D \tan \theta) \\ & & \cot \phi_3 &= \sqrt{[\nu \sigma_B / (P_w \sigma_{wy}) - 1.0]} \\ & & \cot \phi_4 &= 2.0\end{aligned}$$

$P_w \sigma_{wy}$:せん断補強筋量 但し $P_w \sigma_{wy} \leq \nu \sigma_B / 2, \sigma_{wy} \leq 25 \sigma_B$
 σ_B :コンクリート強度 b_c :柱幅 D_c :柱成 H :内法階高
 J_t :柱引張主筋重心間距離

曲げ設計と同様に、上限強度を考慮する1.25と共に、高次モードや2方向入力を考えさらに1.2の安全率を取り、せん断強度の安全率を1.5とした。

降伏ヒンジを計画しない中間階の柱においては(6.3.3)式中で $R_p=0$ とし、 $\cot \phi$ は

$$\cot \phi = \min \{ \cot \phi_4, \cot \phi_2, \cot \phi_3 \} \quad \text{を採用する。}$$

ヒンジの生じる1階柱脚の設計は、参考文献5)より必要限界変形角に応じた R_p を設定し(6.2.7)式で、

$$\cot \phi \text{ は } \cot \phi = \min \{ \cot \phi_1, \cot \phi_2, \cot \phi_3 \} \text{ を採用する。}$$

しかし柱実験シリーズ(2)の知見によればヒンジの生じる柱において上記の設計式では危険側の設定となることが考えられる。従って、特に大きな変形能力($R_u \geq 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以上)を期待する場合および隅柱で高軸力となる柱は、余裕をもたせる意味で柱実験シリーズ(1)で採用した修正荒川式 Q_{su1} (4.2.1)によって安全率を1.3とした設計を提案する。

$$Q_{su1} \geq 1.25 \times 1.30 Q_{mu} + Q_L \quad (6.3.4)$$

$$Q_{su1} = \{ 0.092 \kappa_u 0.82 P_t^{0.23} (\sigma_B + 180) / (M/(QD) + 0.12) + 2.7 \sqrt{(P_w \sigma_{wy})} \} b_j \quad (4.2.1)$$

6.3.3 付着設計

梁と同様に文献5)に従うが、付着応力 τ_f は、中間階の柱は柱主筋が降伏しない前提から主筋の上限強度を採用しない。また1端のみが降伏する1階、最上階柱では1端のみ上限強度とし、他端は信頼強度とする。

$$\text{ヒンジの生じない柱} \quad \tau_{bu} \geq 1.00 \tau_f \quad (6.3.5)$$

$$\text{1端ヒンジの柱} \quad \tau_{bu} \geq 1.13 \tau_f \quad (6.3.6)$$

τ_f : 付着応力 τ_{bu} : 付着強度 (参考文献5)による)

$$\tau_f = \Delta \sigma_{db} / (4(H-d)) \quad \Delta \sigma = 2 \cdot \sigma_{yu} \quad \sigma_{yu}: \text{梁主筋信頼強度}$$

H : 内法階高 d : 有効成 db : 主筋径

6.3.4 軸力比の制限

軸力比の制限は、特に1階柱の柱脚の変形能力確保のために重要である。参考文献5)および実験シリーズ(2)から以下とする。

$$0.0 \leq NL \leq BDF_c / 3 \quad (6.3.7)$$

$$-0.75 (A_g \sigma_y) \leq N_{mu} \leq 2 BDF_c / 3$$

NL : 長期軸力 N_{mu} : 崩壊メカニズム時柱軸力 A_g : 柱主筋全断面
 σ_y : 主筋信頼強度 BD : 柱断面積 F_c : コンクリート設計基準強度

6.3.5 配筋規定

曲げ降伏ヒンジの発生する1階柱には高強度鉄筋溶接閉鎖型により補強する。拘束効果を大きくするため外周だけでなく中子筋を配したダブル掛とする。中子筋はせん断力方向だけでなく直交する方向にも同量配筋し、配筋ピッチの最少は100mmとする。

これは各実験シリーズにおいて直交方向せん断補強筋歪にコンクリートを横拘束する効果があわれているため、その方向でもせん断補強筋を降伏させないためである。

6.3.6 その他

引張軸力を受ける隅柱は降伏時曲げせん断剛性が非常に小さくなる。本実験では圧縮側の約1/5であった。これから、剛性分布が建物の安全性に特に影響が大きい場合においては引張側柱の剛性評価を弾塑性解析時に考慮しておく必要がある。

6. 4 接合部の設計

6. 4. 1 セン断設計

接合部のせん断強度は文献17)に基づき以下とする。

$$V_{ju} \geq 1.25 (C+T) - V_c \quad (6.4.1)$$

V_j : 梁曲げ降伏時接合部せん断力 $V_j = C+T-V_c$

C : 梁圧縮合力 T : 梁主筋引張合力 V_c : 梁曲げ降伏時柱せん断力

$$V_{ju} = \kappa \phi (0.1 F_c) b_a D_c \quad F_c \leq 360 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_{ju} = \kappa \phi (0.04 F_c + 20) b_a D_c \quad 360 < F_c \leq 500 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\kappa: \begin{array}{ll} \text{十字型の時} & 3 \\ \text{ト型の時} & 2 \\ \text{L型の時} & 1 \end{array} \quad \phi: \begin{array}{ll} \text{両側直交梁付き} & 1.1 \\ \text{補強筋鉄筋係数 } P_w \sigma_{wy} / F_c \text{ が } 0.08 \text{ 以上} & 1.0 \\ \text{上記以外} & 0.9 \end{array}$$

$$D_c: \text{柱成} \quad b_a: \text{柱幅と梁幅の平均値} \quad F_c: \text{コンクリート設計基準強度}$$

5.3.6の実験結果の検討からは補強筋鉄筋係数 $P_w \sigma_{wy} / F_c$ は0.8以上であれば $\phi = 1.0$ は十分発揮している。従って文献17)とは異なり、ここでは鉄筋係数 $P_w \sigma_{wy} / F_c$ は0.08以上で良いとした。梁主筋の上限強度を考え安全率は1.25とした。

6. 4. 2 梁主筋の通し配筋

文献5)に従い下式により通し鉄筋の付着力を制限する。

$$D_c / d_b \geq \sigma_{yu} / (10 \sqrt{F_c}) \quad (6.4.2)$$

σ_{yu} : 梁主筋上限強度 D_c : 柱成 d_b : 梁主筋径

上式は文献18)に示すように、梁主筋の抜け出しによるスリップ型の荷重変形角関係を防ぎ、等価粘性減衰定数 h_{eq} を一定値以上確保しようとするものである。しかし、第5章でも示したように h_{eq} は上記付着条件だけでは決定できないものであり、せん断力レベルにも依存していることに留意が必要である。

6. 4. 3 変形性能確保のための提案

接合部の変形は5.4で検討したように、せん断強度 V_{ju} に達しないせん断力レベル V_j でも梁曲げ降伏後の繰返し载荷を受けるにつれて塑性変形が増大し、骨組の限界変形角、履歴減衰能力を決定する。従って、必要な限界変形角 R_u 、等価粘性減衰定数 h_{eq} に応じて、本研究で得られた以下の実験式に従い、接合部のせん断応力レベル τ_j 、および梁通し筋付着応力レベル τ_f を検討する。

$$R_u = 50.6 + 3.8 (\tau_f / \sqrt{F_c}) - 169.0 (\tau_j / F_c) \quad \times 10^{-3} \text{ rad.} \quad (6.4.3)$$

$$h_{eq} = 0.25 - 0.008 (\tau_f / \sqrt{F_c}) - 0.355 (\tau_j / F_c) \quad (6.4.4)$$

$$\tau_f = \sigma_{yu} d_b / (2 D_c) \quad \tau_j = V_j / (D_c b_a)$$

但し本実験式は τ_j / F_c 、 $\tau_f / \sqrt{F_c}$ は下記の範囲で求められたものであり、コンクリート強度 F_c は 500 kg/cm^2 程度で梁曲げ降伏が先行する接合部に対して導かれたものである。

$$0.14 \leq \tau_j / F_c \leq 0.25 \quad 3.7 \leq \tau_f / \sqrt{F_c} \leq 4.9 \quad (6.4.5)$$

6. 4. 4 配筋規定

接合部補強筋は、変形能力に有効な、コンクリートに対する拘束力を高めるため、外周だけでなく中子筋を配する。また、せん断力方向だけでなく直交方向にも同量の中子筋を配筋する。

補強筋量の目安は $P_w \sigma_{wy} / F_c \geq 0.08$ とし、溶接閉鎖型の高強度筋を使用することで鉄筋量を減らし施工性を高める。

6. 5 まとめ

高層RC造ラーメン構造の部材設計に関して、従来採用してきた設計法に加えて、第3、4、5章で得られた知見を取り込み、梁、柱、接合部の設計法、配筋法についてまとめた。

このほかにも外部接合部の定着、2方向曲げに対する設計等、多くの項目があるが本研究が対象とした範囲にとどめた。

なお、最新の研究成果として文献5)、17)から多くを参照した。

第7章 結論

本研究は、高層RC造において高強度(8,000 kgf/cm²)のせん断補強筋を用いて、変形性能に優れた部材の設計、配筋法を提案することを目的として、梁、柱、接合部の変形性能に関する実験的研究を行ったものである。以下に各章での主な結論を要約する。

第2章では高層RC造の現状を検討することから以下の結論を得た。

(1) 高層RC造の設計は地震応答解析により決まらず安全側に設定された設計用せん断力とその1.5倍の保有耐力により決定している。

(2) 高層RC造は、部材強度、剛性のばらつき、履歴特性の変化により地震応答が大きく変化する可能性がある。従って、部材は変形性能上の余裕を持つように設計しなければならない。

(3) 柱、梁の断面はヒンジ域の変形能力を確保するせん断補強量の設定により断面が決定される。従って、ヒンジ域の変形性能を高めるための設計法、および定量的に評価し設計できる手法が必要となる。

(4) 接合部はせん断設計および梁通し筋の付着設計で決定されるが、設計法によっては接合部の設計で柱、梁断面が決定されることになる。また設計法による違いが大きく適切な設計法が必要である。

(5) 特に梁の断面や接合部の断面は配筋の施工性やコンクリートの充填性が断面決定の大きな要素である。従って、高強度のせん断補強筋は過密配筋の防止や、断面の縮小には非常に効果的である。

第3章では梁の実験から以下の結論を得た。

(1) 梁材端部に高強度せん断補強筋を使用し $P_w \sigma_{wy}$ を増加させることで、曲げ降伏先行型梁の限界変形を高めることができる。但し、コンクリートの劣化により、その効果にも限界がある。

(2) 高強度せん断筋の効果を発揮させるためには、その末端部の形状が重要であり、従来の135度フックでは、スベリが生じて高強度の効果が発揮できない。シリーズ(1)で実施したBタイプか、その他のシリーズで採用した溶接閉鎖型にする必要がある。施工性を考えると溶接による閉鎖型は有効な方法である。

(3) 従来使用されている荒川min式 Q_{su1} では、本実験のコンクリート強度およびせん断補強筋量 $P_w \sigma_{wy}$ の範囲では、せん断強度を低めに評価しており安全側過ぎる設計式となる。

(4) 梁の曲げヒンジ域外の中央部のせん断補強筋量は、梁の限界変形には影響は少なく、付着割裂破壊とせん断破壊の防止を目的に配筋すればよい。また、中央部のせん断設計においては中央部補強筋量を用いた荒川min式 Q_{sulc} および学会指針式のヒンジ域外のせん断強度式 Q_{su2c} よりせん断強度を評価するのは安全側の設計となる。

曲げ降伏時せん断力 Q_{mu} に対して Q_{sulc} が0.64のシリーズ(2)の試験体No.11は中央部の劣化により最終状態に達したが、 Q_{sulc} / Q_{mu} が0.71以上の他の試験体では材端部の劣化が主因で終局状態に達しており中央部は健全であった。

(5) 付着割裂破壊の発生は、学会指針の付着強度 τ_{bu} と付着応力 τ_f による判定によりほぼ評価できる。またせん断補強筋の高強度化は付着破壊に対しては効果を発揮しない。

(6) せん断補強の量に応じて限界変形角は $R_u = 30 \sim 80 \times 10^{-3} \text{rad.}$ の範囲で変化した。学会指針による塑性回転角 R_p から求めた限界変形角 R_u の評価式は全体に安全側の評価となっておりバラツキも大きい。

(7) 学会指針をベースにしたせん断強度評価式(文献9)を用いて曲げ降伏を保証するせん断補強量 $(Pw \sigma_{wy})_f$ を設定し、これと実補強筋量 $Pw \sigma_{wy}$ との差を限界変形に寄与する補強筋量 $\Delta Pw \sigma_{wy}$ と仮定し、さらに補強筋形状による有効係数 $\eta_1 \cdot \eta_2$ を設定した $(\Delta Pw \sigma_{wy})_e = \eta_1 \cdot \eta_2 \Delta Pw \sigma_{wy}$ を有効補強筋量と定義し、限界変形角との相関をみた。その結果、実験結果と相関の高い限界変形評価式(3.5.4)式を得た。

$$\begin{aligned} (Pw \sigma_{wy})_{f1} &= (\tau_{mu} - \tan \theta \cdot (D/jt) \cdot \nu_c \cdot \sigma_B / 2) / (1 - D \cdot \tan \theta / jt) \\ (Pw \sigma_{wy})_{f2} &= [1.28 - \sqrt{1.28^2 - 0.52 / (\sqrt{\sigma_B} \cdot (Pw \sigma_{wy})_{f1}})] \cdot \sqrt{\sigma_B} / 0.26 \\ (Pw \sigma_{wy})_f &= \max [(Pw \sigma_{wy})_{f1}, (Pw \sigma_{wy})_{f2}] \quad (3.5.2) \\ \tau_{mu} &= Q_{mu} / (b \cdot jt) = (2M_{mu} / L) / (b \cdot jt) \quad M_{mu}: \text{略算法による曲げ強度} \\ \Delta Pw \sigma_{wy} &= Pw \sigma_{wy} - (Pw \sigma_{wy})_f \\ (\Delta Pw \sigma_{wy})_e &= \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \Delta Pw \sigma_{wy} \quad (3.5.3) \end{aligned}$$

外周筋と中子筋を併用する場合 $\eta_1 = 1.0$ 外周筋のみの場合 $\eta_1 = 0.7$
 閉鎖型形状(溶接等)の場合 $\eta_2 = 1.0$ 末端がフック形式の場合 $\eta_2 = 0.5$

$$R_u = [25 + 300 \cdot (\Delta Pw \sigma_{wy})_e / \sigma_B] \times 10^{-3} \text{rad.} \quad (3.5.4)$$

(8) $R = 30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 時の繰返し1回目のサイクルの等価粘性減衰定数 heq は短スパンの梁および付着割裂破壊を生じた梁では小さく $heq = 0.2$ 以下となった。実験結果から、せん断スパン比 M/QD 、および曲げ降伏時せん断応力 τ_{mu} とせん断補強量 $Pw \sigma_{wy}$ との比 $Pw \sigma_{wy} / \tau_{mu}$ を変数とした等価粘性減衰定数 heq の回帰式、(3.5.5)式を得た。

$$\begin{aligned} heq &= 0.129 + 0.016 \cdot (M/QD) + 0.014 \cdot (Pw \sigma_{wy} / \tau_{mu}) \quad (3.5.5) \\ \tau_{mu} &= Q_{mu} / (b \cdot jt) \end{aligned}$$

第4章では柱の実験から以下の結論を得た。

(1) せん断スパン比 M/QD が2.0程度では材端部1Dがヒンジ範囲となり外力方向補強筋歪はヒンジ中央部で大きくなった。一方、外力直交方向補強筋歪は材端部で最も大きくなり最大耐力後の繰返しで歪が増大しコンクリートを拘束する効果を示している。破壊モードは材端部での曲げ圧縮破壊であった。

(2) せん断スパン比 M/QD が1.0の中間階を想定した短スパン柱では材全長にせん断ひび割れが発生し最大荷重後の繰返しで中央部コンクリートの圧壊が生じると共に全長にわたってかぶりコンクリートが剥離した。破壊モードは曲げ降伏後のせん断破壊と言える。

(3) せん断スパン比 M/QD が2.0程度では、せん断補強量を適切に選べば曲げ破壊型の変形能力の大きい柱とすることができる。本実験の範囲では、従来のせん断耐力式 Q_{su1} (修正荒川式)では、せん断余裕度 Q_{su1} / Q_{mu} が1.3では、限界変形角 $R_u = 50 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 程度が確保でき(シリーズ(1))、 $Q_{su1} / Q_{mu} = 0.84$ では $R_u = 30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 程度であった(シリーズ(2))。しかし、柱の場合、直交方向の鉄筋の歪が梁の場合に比べて大きくなっていることから、特に軸力のレベル、コンクリート強度との関連で横拘束効果に必要な補強量が変わることが考えられるため、せん断余裕度 Q_{su1} / Q_{mu} だけで限界変形角を評価するのは不十分である。

(4) せん断スパン比 M/QD が1.0の柱では、高強度筋を使っても最大荷重以降の荷重低下は長柱に比べて大きい。ただ、この場合も高強度せん断補強筋を使って補強量をあげれば普通強度筋に比べて限界変形角は $R_u = 16 \times 10^{-3} \text{rad.}$ から $R_u = 24 \times 10^{-3} \text{rad.}$ へ1.5倍の増加が得られた。

(5) 修正荒川式でのせん断強度 Q_{su1} の評価は本実験の範囲では安全側の評価になり、せん断余裕度 Q_{su1} / Q_{mu} が0.84程度でも曲げ降伏荷重に達した。

(6) 指針式による限界変形角の計算値はシリーズ(1)では安全側の評価を与えたが、シリーズ(2)では危険側の評価となった。シリーズ(2)では高強度のコンクリート($\sigma_B = 543 \text{kg/cm}^2$)で指針の適用外であったこと、補強筋量がかかなり少なかったことが影響していると考えられる。

(7) 隅柱で変動軸力を受ける際の引張軸力側では計算上の曲げ耐力の2.0倍の強度まで耐力を維持し、鉄筋降伏後も徐々に荷重は増加した。ただ剛性は小さく降伏時剛性は圧縮側に比べ1/5程度であった。

第5章では梁曲げ降伏先行型十字骨組の繰返し載荷実験から以下の結論を得た。

(1) 梁曲げ耐力計算値時の接合部せん断力 τ_j / σ_B を0.09~0.25の範囲で繰返し載荷実験を行ったが、 τ_j / σ_B が大きいほど耐力低下の大きい、かつスリップ型の荷重 Q_b - 層間変形角 R 関係を示した。

(2) τ_j / σ_B が0.093の試験体J11Cは、梁の曲げ降伏後の劣化により全体の荷重-変形関係が決定される。 $\tau_j / \sigma_B = 0.142$ 以上では最大荷重以後の繰返しで、接合部のせん断変形 γ_p が支配的となって全体の荷重-変形関係が決定された。

(3) τ_j / σ_B が0.246と最もせん断力レベル大きい試験体J32Bでは実験最大荷重が梁曲げ耐力時せん断力計算値に達せず、接合部のせん断耐力により最大強度が決定された。この実験結果からは接合部のせん断強度は(5.3.1)式(文献17))により評価できる。

$$V_{ju2} = (0.12 \sigma_B + 60) \cdot b_a \cdot D_c \quad \sigma_B \geq 360 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.3.1)$$

(4) シリーズ(1)では上村式により接合部のせん断強度を得るよう高強度鉄筋により $P_w \sigma_{wy}$ を 66.1 kgf/cm^2 と配筋したものと、 $P_w \sigma_{wy}$ が 17.9 kgf/cm^2 の試験体を比較したが、両者は同程度の最大強度を示し、せん断強度には一定量以上のせん断補強筋は効果がない。

(5) シリーズ(2)の試験体J12CとJ32Aは同程度のせん断力レベルであり($\tau_j / \sigma_B = 0.212, 0.215$)、せん断補強筋量は $P_w \sigma_{wy}$ が 45 kgf/cm^2 と 62 kgf/cm^2 であったが、限界変形、等価粘性減衰定数ともにはほぼ同じ値であり一定量以上のせん断補強筋は変形能力にも効果がない。

(6) シリーズ(1)では最大荷重後の繰返し載荷により接合部のコンクリートおよび柱主筋が横方向に大きくはらみ出した。一方、シリーズ(2)は直交方向にも接合部の補強筋を配したため、横はらみ変形は見られなかった。シリーズ(2)の試験体J32Bとシリーズ(1)の各試験体は τ_j / σ_B はほぼ同じで $\tau_j / \sigma_B = 0.25$ 程度であるが横方向にはらみ出したシリーズ(1)は限界変形が小さく、直交方向補強筋はコンクリートを横拘束して変形能力上は効果的である。

(7) τ_j / σ_B と限界変形角 R_u との相関は高く、 $\tau_j / \sigma_B \leq 0.1$ では接合部が劣化せず、梁の変形能力で限界変形が決定する。 $0.1 < \tau_j / \sigma_B \leq 0.2$ では接合部の劣化で限界変形が決定し $R_u = 40 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 程度、 $0.2 < \tau_j / \sigma_B \leq 0.25$ では $R_u = 30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 程度になると言える。限界変形角 R_u の τ_j / σ_B 、 $\tau_f / \sqrt{\sigma_B}$ 、 $N_b / (B D \sigma_B)$ との相関を検討した結果(5.3.2)式の回帰式を得た。本実験の範囲内では τ_j / σ_B 、 $\tau_f / \sqrt{\sigma_B}$ により限界変形角 R_u を精度よく評価できる。

$$R_u = 50.6 + 3.8(\tau_f / \sqrt{\sigma_B}) - 169.0(\tau_j / \sigma_B) \times 10^{-3} \text{ rad} \quad (5.3.2)$$

(8) $R = 20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の繰返し2回目の等価粘性減衰定数 heq を比較すると梁曲げ破壊型の試験体J11Cのみ $heq = 0.20$ 、その他は $heq = 0.14 \sim 0.16$ 程度であった。これは文献18)の $\tau_f / \sqrt{\sigma_B}$ との回帰式ともほぼ一致しているが、 τ_j / σ_B との相関が比較的高く、 τ_j / σ_B 、 $\tau_f / \sqrt{\sigma_B}$ を変数とした等価粘性減衰定数 heq の回帰式(5.3.3)式を得た。

$$heq = 0.25 - 0.008(\tau_f / \sqrt{\sigma_B}) - 0.355(\tau_j / \sigma_B) \quad (5.3.3)$$

(9) シリーズ(2)で実験変数にえらんだ梁の軸力は今回の実験では変形性能(R_u , heq)に与える影響は見られなかった。梁の軸力の影響が見られた、文献16)の実験との相違は接合部の形状(外柱接合部と中柱接合部)、軸力の与えかた(ボンドとアンボンド、接合部に定着と接合部貫通)に見られるが、その原因は今回の実験では明確ではなかった。

(10) 接合部のせん断力 τ_p - せん断変形 γ_p 関係を本実験よりモデル化して、十字骨組の荷重-層間変形角関係を解析により求めた。接合部の処女載荷曲線および履歴法則を以下のように設定した。

処女載荷曲線上の降伏強度 τ_y は、梁曲げ降伏後の繰返し載荷により、接合部の変形が増加する実験結果より、梁曲げ降伏時せん断力 τ_{gy} に応じて決定されると仮定して τ_y の回帰式(5.4.3)を求めて設定した。

$$\tau_y / \sigma_B = 0.057 + 40.769 \cdot \tau_{gy} / \sigma_B \quad (5.4.3)$$

但し、 $\tau_y / \sigma_B \geq 0.15$

履歴法則については除荷時剛性は武田モデルを基本とし、実験結果より $\beta = 0.8$ とした。載荷剛性が累積変形 $\log(\sum \gamma_i)$ に応じて低下するモデルとして、(5.4.4)式により繰返しによる剛性低下を評価した。

$$\begin{aligned} \log(\sum |\gamma_i|) &\leq 0.6 & k &= 1.0 \\ 0.6 < \log(\sum |\gamma_i|) &\leq 2.0 & k &= 1.386 - 0.643 \cdot \log(\sum |\gamma_i|) \\ 2.0 < \log(\sum |\gamma_i|) & & k &= 0.30 - 0.10 \cdot \log(\sum |\gamma_i|) \end{aligned} \quad (5.4.4)$$

$|\gamma_i|$: せん断変形角の絶対値 $\times 10^{-3} \text{ rad}$

$k = K_i / K_1$: 割線剛性比 K_1 : 載荷サイクル1回目のピーク時の割線剛性

K_i : 各サイクルピーク時の割線剛性

梁柱は既往の方法によりモデル化したが、梁主筋の抜け出し変形はここではモデル化せず、梁の変形に含まれるとした。

解析結果は、荷重-変形関係の実験結果をおおむね表すことができた。

第6章では前章までの実験結果より高層RC造の部材設計、配筋方法についてまとめて提案した。特に、梁のせん断補強筋量および、接合部のせん断力レベル、付着力レベルにより限界変形を評価する実験式を示すと共に、高強度せん断補強筋による配筋法についても提案した。

参考文献

- 1) 六車 熙, 渡辺史夫「横補剛による高強度コンクリートじん性改善に関する研究」コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 5, 1983年, pp317~320
- 2) 福原正志, 黒正清治「鉄筋コンクリート部材における高強度せん断補強筋の補強効果に関する実験研究—はりの曲げせん断実験—」建築学会論文報告書第320号, 1982年
- 3) 日本建築センター「ビルディングレター」増刊号, 1990年10月 他
- 4) 日本建築学会「高層建築技術指針」, 1973年3月, pp10~12
- 5) 日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」, 1990
- 6) 大野和男, 荒川卓「鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究」日本建築学会論文報告集, No.66, 昭和35年10月
- 7) 菅野俊介「鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究」コンクリートジャーナルVol.11, 1973, pp1~9
- 8) R.Park「Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Testing」Bulletin of The New Zealand National Society for Earthquake Eng., Vol.22, No.3, Sep.1989, pp155~166
- 9) 益尾 潔「鉄筋コンクリート柱, はり部材のせん断耐力の評価に関する一考察」日本コンクリート工学年次論文報告集第14巻第2号, 1992年6月, pp185~190
- 10) 磯 雅人, 松崎育弘 他「鉄筋コンクリート梁部材におけるせん断補強筋の補強効果に関する実験的研究(その2)」日本建築学会大会梗概集, 1991年9月, pp277~278
- 11) 柴田拓二「鉄筋コンクリート部材の脆性破壊時耐力推定式の検討」コンクリート工学, 1980年1月, pp26~37
- 12) 上村智彦「鉄筋コンクリート構造物の梁・柱接合部の終局せん断強度について」日本建築学会大会梗概集, 1975年10月, pp1155~1156
- 13) 佐々木聡, 寺岡 勝「RC造内部柱・梁接合部パネルのせん断力-せん断変形角関係」コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, 1993年6月, pp571~576
- 14) 北山和宏「鉄筋コンクリート柱・梁接合部の復元力特性に関する研究」コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, 1992年6月, pp431~436
- 15) 藤井 栄「鉄筋コンクリートにおける付着・定着特性とその部材性能に及ぼす影響に関する研究」京都大学学位論文, 1992年1月
- 16) 西山峰広, 渡辺史夫 他「プレストレストコンクリート梁柱ト型骨組の履歴復元力特性と接合部せん断性状に関する実験研究」日本建築学会論文報告集第429号, 1991年11月, pp31~39
- 17) 日本建築学会「靱性設計小委員会報告書」, 1992年8月, pp3~10
- 18) 北山和宏, 青山博之「鉄筋コンクリート造骨組接合部の耐震性」, 日本地震工学シンポジウム, Vol.17, 1986年12月
- 19) 寺岡 勝, 狩野芳一「鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断強度に関する調査及び検討—普通コンクリートを用い、直交梁のない場合—」構造工学論文集, Vol.37B, 1991年3月, pp365~375
- 20) Toshikazu Takeda, Mete A. Sozen「REINFORCED CONCRETE RESPONSE TO SIMULATED EARTHQUAKES」ASCE, ST12, Dec., 1970
- 21) 日置興一郎, 中本嘉彦「接合部パネルのせん断変形を考慮した撓角法」日本建築学会論文報告集, No.101, 昭和39年8月, pp39~44
- 22) 益尾 潔「接合部パネルのせん断変形を考慮した諸解法の検討—解析仮定の相違による影響について—」GBRC, Vol. 5, No.2, 1980年, pp32~40
- 23) 日本建築センター「構造計算指針・同解説」, 1986年
- 24) 青山博之「鉄筋コンクリート建物の終局型耐震設計法」技術堂出版, pp105~110
- 25) 梅村 魁「鉄筋コンクリート梁の塑性変形および終局強度」日本建築学会論文報告書, No.42, 昭和26年2月, pp59~70
- 26) 荒川 卓, 末永政悦「鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その51, 部材の塑性率と帯筋量の関係について)」日本建築学会大会学術講演梗概集, 1977, pp1513~1514
- 27) 相沢 他「擬似立体弾塑性解析プログラムの開発(その1)」日本建築学会大会学術講演梗概集, 1983年, pp1337~2338
- 28) 久徳敏治, 木林長仁「並列質点系構造物の地震応答解析システムについて」竹中技術研究報告, 第39号, 1988年5月, pp67~81
- 29) 財国土開発技術研究センター「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発 平成4年度構造性能分科会報告書」, 平成5年3月
- 30) ACI「Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI 318-89)」, 1989年
- 31) SANZ「Code of Practice for THE DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES」, 1982年
- 32) 鈴木計夫, 中塚 佑他「RC柱部材の靱性確保のための横補強筋量に関する解析的考察」コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集, 1990年5月, pp139~146
- 33) 日本建築学会「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」, 1990年
- 34) ACI-ASCE Committee 352「Recommendation for Design of Beam-Column Joint in Monolithic Reinforced Concrete Structures」ACI Journal, Vol.82, No.5, 1985年5月

あとがき

本研究は、1983年高層のRC造を設計すべく京都大学 六車 熙教授にご指導をお願いに研究室を訪れて以来、約10年間、六車教授のご指導のもと実験、実施設計を繰り返しながら研究した結果をまとめたものであります。未熟な筆者を根気強くご指導頂きましたことに厚く感謝申し上げます。

また本論文を纏めるにあたりその構成にはじまり内容の多岐にわたりご指導を賜りました京都大学 渡辺史夫教授に厚く御礼申し上げます。

また、本研究に取り組む機会を与えて頂き、さらに研究をまとめるについて、暖かいご配慮と激励を頂きました株式会社竹中工務店 久徳敏治取締役技師長、同 大阪本店設計部 俣野博構造担当部長、同 瀬川輝夫副部長に厚く御礼申し上げます。

本研究は実験の実施、解析等においてご協力いただいた日本建築構造試験所 益尾潔構造物試験室室長とともに行ってきたものであります。共同研究者としての益尾氏に厚く御礼申し上げます。

また本研究のテーマであります高強度鉄筋を開発、具現化していただいた住友電気工業株式会社特殊線事業部の皆様に厚く御礼申し上げます。

本論文の執筆にあたり多大なご協力をいただきました株式会社竹中工務店大阪本店設計部構造課の皆様に厚くお礼申し上げます。